624
К 93

ДЕП

ПРОФЕССОР, ДОКТОР ТЕХНИЧЕСКИХ НАУК
Г. Г. КАРЛСЕН
КАНДИДАТЫ ТЕХНИЧЕСКИХ НАУК ДОЦЕНТЫ
В. В. БОЛЬШАКОВ, М. Е. КАГАН, Г. В. СВЕНЦИЦКИЙ

КУРС ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

ЧАСТЬ II

СТРОЙИЗДАТ НАРКОМСТРОЯ
1943

624
С93

ПРОФЕССОР, ДОКТОР ТЕХНИЧЕСКИХ НАУК
Г. Г. КАРЛСЕН
КАНДИДАТЫ ТЕХНИЧЕСКИХ НАУК, ДОЦЕНТЫ
В. В. БОЛЬШАКОВ, М. Е. КАГАН, Г. В. СВЕНЦИЦКИЙ

КУРС ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

ЧАСТЬ ВТОРАЯ

Под общей редакцией
профессора, доктора технических наук
Г. Г. КАРЛСЕНА

Допущена Всесоюзным комитетом по делам высшей школы в качестве учебника для строительных высших учебных заведений и факультетов

1282055 МИИТ

РЕСПУБЛИКАНСКАЯ
НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКАЯ
БИБЛИОТЕКА

ГОСУДАРСТВЕННОЕ ИЗДАТЕЛЬСТВО СТРОИТЕЛЬНОЙ ЛИТЕРАТУРЫ
МОСКВА 1943 ЛЕНИНГРАД

Редакторы: канд. техн. наук *В. Т. Писчиков*
канд.техн. наук *В. В. Семевский*

Книга представляет собой вторую часть курса деревянных конструкций и предназначена служить учебником для студентов строительных вузов и факультетов.

В книге рассмотрены: плоские сплошные и сквозные деревянные конструкции и их пространственное крепление; пространственные Д. К. (распорные своды, складки, своды-оболочки, куполы), а также деревянные сооружения специального назначения, как-то: башни, мачты, мосты, леса и кружала. Книга заканчивается разделом, в котором рассматриваются Д. К. в условиях военного времени.

Изложение сопровождается числовыми примерами расчетов. Наряду с материалом, обязательным для студентов, рассмотрены дополнительные вопросы для углубленной проработки курса. По основным разделам дана подробная библиография.

Книга может быть также использована в качестве пособия для аспирантов и руководства при проектировании.

ЗАМЕЧЕННЫЕ ОПЕЧАТКИ

Страница	Строка	Напечатано	Должно быть	По чьей вине
Обратная сторона титульного листа	1 сверху	В. Т. Писчиков	В. Г. Писчиков	Типогр.
48	9 сверху, в знаменателе	$[n_{cs}]''\ k_c'$	$[n_{cs}]''\ k_c''$	Автор
48	13 сверху, в знаменателе	$5 \cdot 0{,}45$	$5 \cdot 0{,}45^3$	»
64	20 сверху, в знаменателе	$\frac{10\,000}{k_{c.s}\,l} - 1$	$\frac{1000}{k_{c.s}\,l} - 1$	»
65	1 снизу	Перед знаком равенства в начале формулы пропущено f		Типогр.
71	5 сверху	В числителе дроби пропущено f		»
72	14 сверху	$k_{c.s} = \frac{1000 \cdot 6}{(920+65) \cdot 6}$	$k_{c.s} = \frac{1000 \cdot 61}{(920+61) \cdot 6}$	Автор
73	Табл. 6, первая графа	Пропущена цифра 50 между цифрами 40 и 60		Типогр.
78	3 снизу	В числителе пропущено b		»
84	12 сверху	$M_{0{,}2}\,l$	$M_{0,2}\ l$	»
84	15 »	$T_{0{,}2}\,l$	$T_{0,2}\ l$	»
87	16 сверху, в числителе формулы для σ	4,	4,8	»
87	12 снизу	В числителе пропущено f		»
98	Рис. 60, схема $в$	Шайба опорного узла должна заходить на величину $a_ш$ в среднем брусе, а не в верхнем (см. рис. 167, $б$)		Автор
134	24 снизу	$\varepsilon_2 = 0{,}00012$	$\varepsilon_2 = 0{,}000012$	»
163	1 сверху, графа 10	1000	1800	»
197	7 снизу	$D_2 e$	$D_2 e_2$	Издат.
208	2 сверху, ф-ла (15—27), в знаменателе	$l_0^2\,l_1^2$	$l_0^2\,l_1$	Автор
338	15 сверху	(9—25)	(2—25)	»

Страница	Строка	Напечатано	Должно быть	По чьей вине
338	16 сверху	$\sigma_p =$	$\sigma_e =$	Автор
393	8 »	$F_p = \frac{F_e}{2}$	$F_p = \frac{2F_e}{2} = F_e$, где F_e — площадь брутто верхней обшивки	»
403	5 снизу	305, *в* и *г*	305, *г*	»
408	19 и 21 снизу	$\frac{B}{s_g}$	$\frac{B}{s_0}$	»
413	20 сверху	(5—45)	(6—45)	»
432	11 снизу	$\frac{l}{B} \geqslant 4$	$\frac{l}{B} \leqslant 4$	»
443	7 сверху, в числителе	$\left[\sum_{k=1}^{k=n}(h_k - h_{k+1})\sin\alpha_k\right]$	$\left[\sum_{k=1}^{k=n}(h_k - h_{k+1})\sin\alpha_k\right]^2$	Типогр.
443	10 и 11 сверху в числителях	J_0	J_x	Автор
448	14 снизу, ф-ла (42—48), в числителе	$\sin^2\alpha$	$\sin 0$	Издат.
460	3 сверху (в знаменателе) и 7 сверху	e	$2e$	Автор
481	9 снизу	$\frac{p_1}{2\pi R \sin\varphi}$	$\frac{p_1 m}{2\pi R \sin\varphi}$	Типогр.
541	Графа 7	Цифры $\leqslant 3\,(4)$ относятся к ж.-д. мостам, $\leqslant 7\,(8)$—к автогужевым, $\leqslant 8$—к пешеходным		Автор
585	8 снизу	на сжатие	на изгиб	»
585	7 »	$W = \frac{W_{нт}}{0,8}$	$W = 0,8W_{нт}$	»

ОГЛАВЛЕНИЕ

Стр.

Предисловие 5

РАЗДЕЛ ПЕРВЫЙ

ПЛОСКИЕ СПЛОШНЫЕ Д. К.

Глава I. Основные формы плоских сплошных Д. К.

§ 1. Основные схемы и технико-экономическая характеристика плоских сплошных Д. К. 7
§ 2. Развитие основных форм плоских сплошных Д. К. . . . . —
§ 3. Нагрузки и их учет. Предварительное определение собственного веса плоских сплошных Д. К. 19

Глава II. Поперечный изгиб, продольный изгиб и сложное сопротивление составных стержней на податливых связях

§ 4. Поперечный изгиб составных балок на податливых связях. Расчет по приближенному способу 24
§ 5. Расчет составных балок на поперечный изгиб по Н и ТУ 34
§ 6. Продольный изгиб составных стержней на податливых связях 36
§ 7. Сжато-изогнутые составные стержни. Примеры расчета стержней составного сечения на продольный изгиб 43
§ 8. Стержни, сращенные по длине из косяков 51

Глава III. Балочные сплошные Д. К.

§ 9. Балки Деревягина 57
§ 10. Балки на шпонках 66
§ 11. Двутавровые гвоздевые балки с перекрестной стенкой 72
§ 12. Гвоздевые балки с фанерной стенкой 88
§ 13. Клееные балочные сплошные Д. К. 93
§ 14. Краткие сведения по монтажу балочных сплошных Д. К. 97

Глава IV. Распорные сплошные Д. К.

§ 15. Трехшарнирные арки системы Деревягина 97
§ 16. Кружальные арки Делорма 106
§ 17. Гнутые многослойные арки Эми 112
§ 18. Трехшарнирные арки сегментной формы на гвоздях со сплошной стенкой . . 114
§ 19. Двухшарнирные арки с дощатой перекрестной стенкой на гвоздях 129
§ 20. Трехшарнирные и двухшарнирные рамы 138
§ 21. Клееные распорные сплошные Д. К. 145
§ 22. Особенности изготовления и монтажа сплошных распорных Д. К. . . . 152

РАЗДЕЛ ВТОРОЙ

ПЛОСКИЕ СКВОЗНЫЕ Д. К.

Глава I. Основные формы сквозных балочных и распорных Д. К. в покрытиях

§ 23. Общая характеристика сквозных Д. К. 155
§ 24. Выбор основной схемы сквозных Д. К. 187
§ 25. Общие правила расчета и конструирования сквозных Д. К. 191

Глава II. Простейшие комбинированные Д. К. из бревен и брусьев

§ 26. Общая характеристика простейших комбинированных систем 201
§ 27. Подкосные системы . . . . . —
§ 28. Шпренгельные и подвесные системы 217
§ 29. Треугольная система с распоркой (или с повышенной затяжкой) 227

Глава III. Брусчатые и бревенчатые деревянные и металло-деревянные балочные фермы

§ 30. Брусчатые и бревенчатые фермы (на лобовых врубках и металло-деревянные) 231
§ 31. Брусчато-дощатые балочные фермы (с трехлобовым решением узлов) 258

Глава IV. Дощатые балочные фермы

§ 32. Фермы на кольцевых шпонках 270
§ 33. Фермы на гвоздях и нагелях (треугольные, полигональные, сегментные) . . . 290

Глава V. Арки, рамы, решетчатые стойки и комбинированные сквозные Д. К.

§ 34. Арки 320
§ 35. Рамы 345
§ 36. Решетчатые стойки 354
§ 37. Комбинированные системы сквозных Д. К. 358

Стр.

РАЗДЕЛ ТРЕТИЙ

ПРОСТРАНСТВЕННОЕ КРЕПЛЕНИЕ ПЛОСКИХ Д. К.

§ 38. Общие положения 369
§ 39. Основные схемы пространственного крепления плоских Д. К. 370
§ 40. Конструкция и расчет элементов пространственного крепления плоских Д. К. 375
§ 41. Основные принципы пространственного крепления плоских Д. К. при монтаже 377

РАЗДЕЛ ЧЕТВЕРТЫЙ

ПРОСТРАНСТВЕННЫЕ Д. К.

Глава I. Основные формы пространственных Д. К.

§ 42. Общая характеристика и основные нормальные схемы пространственных Д. К. в покрытиях 379
§ 43. Особенности работы пространственных Д. К. в покрытиях 387

Глава II. Распорные своды

§ 44. Двойной гнутый свод (Шухова-Брода) 388
§ 45. Кружально-сетчатые своды 399

Глава III. Деревянные покрытия складчатой формы

§ 46. Ребристые складчатые конструкции 427

Глава IV. Своды-оболочки

§ 47. Общая характеристика сводов-оболочек 430
§ 48. Ребристые своды-оболочки 432
§ 49. Тонкостенные своды-оболочки 567

Глава V. Куполы

§ 50. Плоскостные куполы 474
§ 51. Сферические куполы-оболочки 478
§ 52. Кружально-сетчатые куполы 484

РАЗДЕЛ ПЯТЫЙ

Д. К. СПЕЦИАЛЬНОГО НАЗНАЧЕНИЯ

Глава I. Башни

§ 53. Общие сведения 494
§ 54. Решетчатые башни 495
§ 55. Сетчатые башни системы Шухова 511
§ 56. Башни-оболочки 514

Глава II. Мачты на оттяжках

§ 57. Общие сведения 525
§ 58. Конструкция кустовых мачт . . . . . —
§ 59. Расчет мачт 529
§ 60. Сборка и установка мачт 531
§ 61. Эксплоатация мачт . . . . . —
§ 62. Новейшие конструкции мачт . . . . . —

Глава III. Мосты и эстакады

§ 63. Общие данные 537
§ 64. Проезжая часть деревянных мостов 555
§ 65. Балочные мосты сплошного сечения 558
§ 66. Мосты подкосные и арочные сплошного сечения 566
§ 67. Сплошные системы мостов 571
§ 68. Сложные-комбинированные системы мостов 581

Глава IV. Леса и кружала для возведения инженерных конструкций

§ 69. Принципы конструирования и описание возведенных кружал 591

РАЗДЕЛ ШЕСТОЙ

Д. К. В УСЛОВИЯХ ВОЕННОГО ВРЕМЕНИ

Глава I. Общие предпосылки и нормирование

§ 70. Обстановка военного строительства 606
§ 71. Особенности нормирования 607

Глава II. Д. К. на фронте

§ 72. Дерево-земляные фортификационные Д. К. 608
§ 73. Военно-мостовые Д. К. 615

Глава III. Д. К. в тылу

§ 74. Принципы проектирования и строительства промышленных сооружений . . . 620

ПРЕДИСЛОВИЕ

Вторая часть курса деревянных конструкций выходит в свет в годы Великой Отечественной войны, которую советский народ ведет с немецкими захватчиками.

Война вызвала широкое применение дерева во всех областях строительства. За период войны издан ряд руководящих материалов по проектированию и применению, эксплоатации и ремонту деревянных конструкций. Эти материалы отражены авторами во второй части курса при окончательной работе над рукописью.

В условиях строительства военного времени получили преимущественное распространение некоторые типы деревянных конструкций, главным образом, простейшие конструкции построечного изготовления.

Эти конструкции особо отмечены в соответствующих разделах курса и по возможности иллюстрированы примерами из опыта их проектирования и строительства.

В целях общей характеристики и освещения опыта применения деревянных конструкций в строительстве фронта и тыла в конце книги дан специальный дополнительный, шестой раздел «Деревянные конструкции в условиях военного времени».

Предстоящий огромный объем восстановительных работ и нового строительства в послевоенный период еще более расширит применение дерева и, несомненно, потребует решительной индустриализации деревянных конструкций.

Поэтому во всех разделах второй части курса особое внимание уделено вопросам индустриализации деревянных конструкций и оценке отдельных типов их с точки зрения сборности и пригодности для заводского изготовления.

Во второй части курса рассматриваются плоские сплошные и сквозные Д. К., пространственные Д. К., деревянные сооружения отраслевого назначения и вопросы применения Д. К. в условиях военного времени.

Во второй части курса работа над рукописью распределялась следующим образом:

докт. техн. наук, проф. Г. Г. Карлсен—шестой раздел и редактирование всей рукописи;

канд. техн. наук, доц. В. В. Большаков—второй раздел, гл. III пятого раздела и переработка третьего раздела;

канд. техн. наук, доц. М. Е. Каган—гл. I, часть гл. II (двойной гнутый свод) и гл. IV четвертого раздела; гл. I и IV пятого раздела;

канд. техн. наук, доц. Г. В. Свенцицкий—первый раздел, гл. III и V четвертого раздела;

доц. Б. А. Освенский—§ 16 гл. IV первого раздела, часть гл. II и V (кружально-сетчатый свод и кружально-сетчатые куполы) четвертого раздела;

канд. техн. наук В. Г. Писчиков—гл. II пятого раздела;

канд. техн. наук А. И. Рабинович—третий раздел.

Авторы приносят глубокую благодарность за ценные указания и предоставленный в распоряжение авторов материал канд. техн. наук А. В. Квятковскому, а также рецензентам профессорам: В. Ф. Иванову и Б. Л. Николаи и второму редактору канд. техн. наук В. Г. Писчикову.

Авторы с благодарностью отмечают помощь, оказанную им в составлении примеров и в графическом оформлении чертежей инженерами С. С. Доманиным, Ю. В. Слицкоуховым и И. С. Филимоновым и в окончательном редактировании и оформлении книги—канд. техн. наук В. В. Семевским и С. М. Князевой.

Авторы своим трудом над курсом «Деревянные конструкции» стремились сделать свой скромный вклад в общее дело борьбы с врагом, принеся посильную пользу в деле подготовки инженерных кадров для нашего строительства.

Редактор инженер-полковник профессор Г. КАРЛСЕН

РАЗДЕЛ ПЕРВЫЙ

ПЛОСКИЕ СПЛОШНЫЕ Д. К.

ГЛАВА I

ОСНОВНЫЕ ФОРМЫ ПЛОСКИХ СПЛОШНЫХ Д. К.

В третьем разделе первой части курса были рассмотрены расчет и конструирование простейших Д. К.—балок, стоек и других элементов цельного (т. е. несоставного) прямоугольного или круглого сечения.

Ограниченность установленного в ОСТ сортамента лесоматериалов не дает возможности с помощью простой балки перекрывать пролеты, превышающие 6—9 *м*, или применять значительные нагрузки даже при меньших пролетах.

Для увеличения моментов инерции и сопротивления сечения приходится сплачивать его из нескольких элементов. Для увеличения размеров конструкции по длине приходится сращивать или наращивать доски, брусья или бревна путем устройства стыков.

Таким образом выходящие за пределы элементарных размеров строительного сортамента деревянные конструкции должны быть составными как по сечению, так и по длине.

Ввиду своеобразия конструктивных форм и значительного влияния податливости сопряжений элементов составных Д. К. на работу последних рассмотрение сплошных плоских Д. К. составного сечения выделено в специальный, первый раздел ч. II курса.

§ 1. ОСНОВНЫЕ СХЕМЫ И ТЕХНИКО-ЭКОНОМИЧЕСКАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА ПЛОСКИХ СПЛОШНЫХ Д. К.

Основные схемы и технико-экономическая характеристика плоских сплошных Д. К. приведены в табл. 1.

§ 2. РАЗВИТИЕ ОСНОВНЫХ ФОРМ ПЛОСКИХ СПЛОШНЫХ Д. К.

Сплошные Д. К. составного сечения подразделяются в основном на два типа: 1) балочные сплошные Д. К.; 2) распорные сплошные Д. К.

К первому типу относятся разного рода составные балки, ко второму—арки и рамы.

Самым простым типом составной балки является брусчатая или бревенчатая балка, составленная по высоте из двух-трех брусьев или бревен, сплоченных для восприятия сдвигающих усилий с помощью шпонок или нагелей (схемы 1—5 табл. 1). Составные балки подобного рода могут воспринять бо́льшую нагрузку, чем простая балка, так как имеют бо́льшие момент инерции и момент сопротивления; нередко, однако, пределы нагрузки ограничиваются допускаемым сопротивлением сдвигу шпоночных или нагельных сопряжений.

Пролет, перекрываемый такими составными балками, ограничивается длиной лесоматериала ввиду невозможности в данном случае рационально решить стык растянутого бруса.

Увеличение пролета приводит к дощатым гвоздевым балкам двутаврового сечения с высокой сплошной стенкой (схемы 6—7 табл. 1). В этих балках

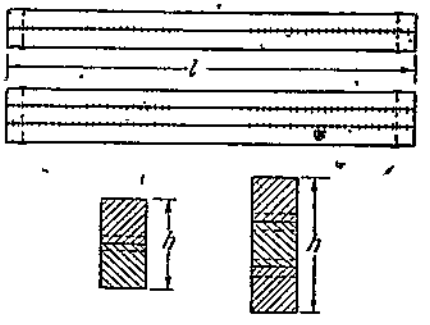
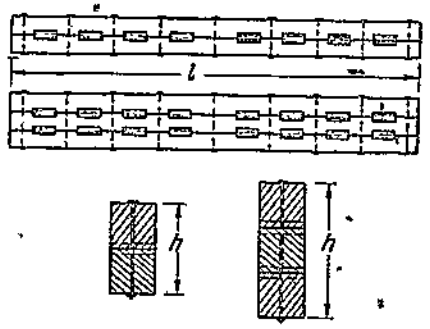
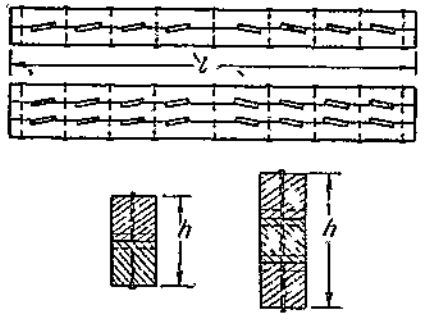
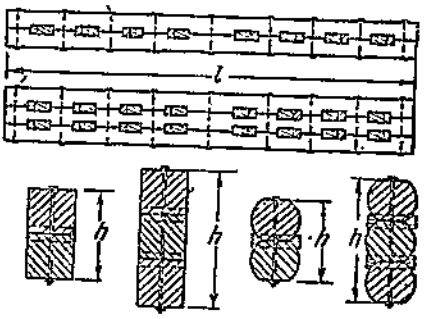
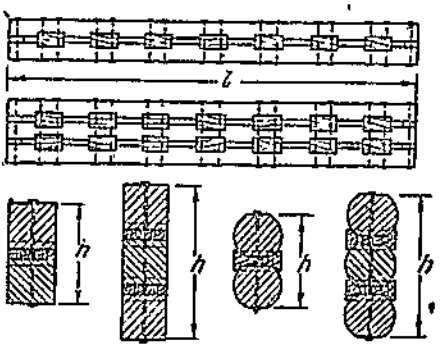
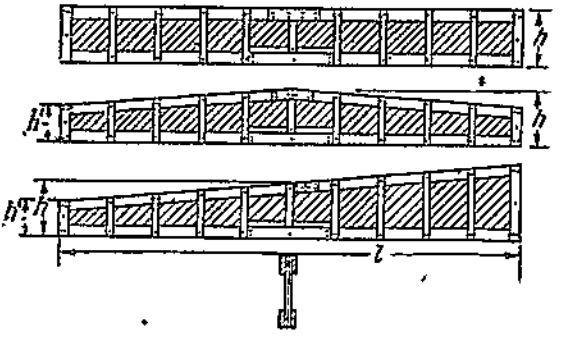
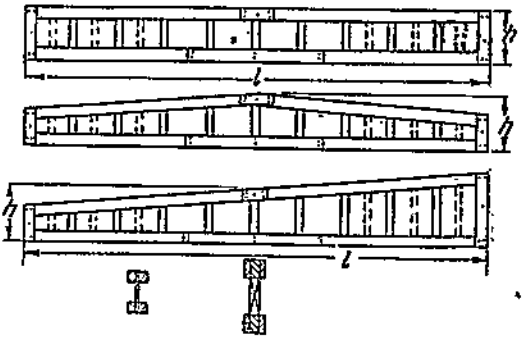
№ п/п	Название и краткая характеристика	Схема	Области применения
1	2	3	4
1	Составные балки Деревягина из двух и трех брусьев. Рекомендуемый тип составной брусчатой балки заводского изготовления. Возможно изготовление и на постройке при надлежащем техническом контроле (ОСТ 90063-40 и инструкция по изготовлению балок)		Несущие балки и прогоны покрытий и междуэтажных перекрытий (при условии приложения нагрузки к верхнему брусу)
2	Составные балки из двух и трех брусьев или бревен на продольных шпонках. Устаревший тип составной балки кустарного построечного изготовления, требующий большой точности в пригонке шпонок, от чего зависят прочность и жесткость балок		Несущие балки и прогоны покрытий, перекрытий, деревянных мостов и эстакад
3	Составные балки из двух и трех брусьев или бревен на наклонных шпонках. При той же основной характеристике, что и № 2, имеют некоторое преимущество перед ними: отсутствие опасности скалывания шпонок и бо́льшая длина поверхности скалывания бруса между шпонками. Непригодны при знакопеременных сдвигающих усилиях		То же

Таблица 1

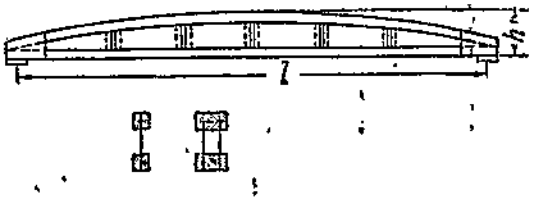
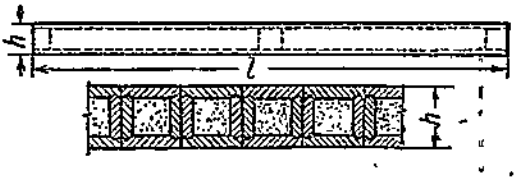
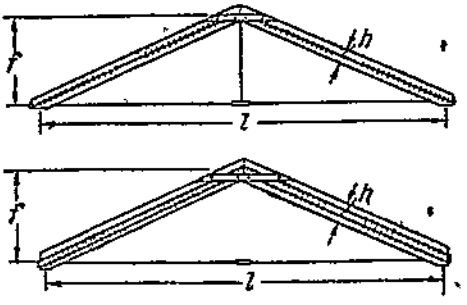
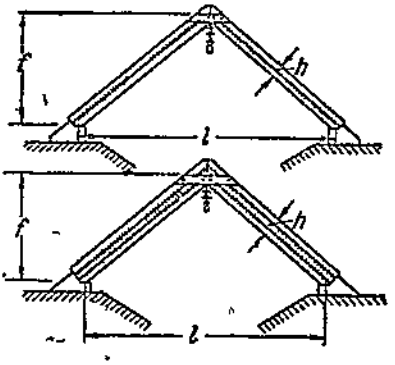
характеристика плоских сплошных Д. К.

Основной тип сопряжений	Генеральные размеры			Расстояние между смежными конструкциями в *м*	Предельные значения нагрузки в *кг/м*	Технико-экономические показатели		Примечание
	пролет в *м*	$\frac{h}{l}$	$\frac{f}{l}$			коэфициент собств. веса $k_{с.в}$	затрата металла в % от веса конструкции	
5	6	7	8	9	10	11	12	13
Пластинчатые нагели из твердого дерева (дуба) (пластинки Деревягина)	4,5—6,0	От $^1/_{10}$ до $^1/_{16}$	—	1,5—6	От 200 до 1 500	7—12	0—2%	При соответствующем сортаменте лесоматериала пролет может быть увеличен до 8,5 *м* (без стыков)
Сосновые и дубовые продольные шпонки	4,5—6,0	От $^1/_{10}$ до $^1/_{16}$	—	1,5—6	От 200 до 1 500	7—12	5—7%	То же
Наклонные шпонки из плотной сосновой древесины	4,5—6,0	От $^1/_{10}$ до $^1/_{16}$	—	1,5—6	От 300 до 1 500	7—12	5—7%	То же

№ п/п	Название и краткая характеристика	Схема	Области применения
1	2	3	4
4	Составные балки из двух и трех брусьев или бревен на поперечных (натяжных) шпонках. Кустарное построечное изготовление. Натяжные шпонки обеспечивают плотность сопряжения и равномерную работу всех шпонок		То же
5	Составные балки из двух и трех брусьев или бревен на колодках. Кустарное построечное изготовление. Выполняются аналогично № 2 преимущественно из круглого леса. Наличие значительного зазора между брусьями обеспечивает хорошее проветривание и высыхание древесины балок		Несущие балки и прогоны преимущественно незащищенных сооружений: деревянных мостов, эстакад
6	Двутавровые балки с дощатой (перекрестной) стенкой, на гвоздях с параллельными поясами, двускатные и односкатные. Кустарное построечное изготовление. Надежная конструкция. Необходимо обеспечить от провисания надлежащей высотой инконструктивно-строительным подъемом		Несущая конструкция покрытий под рубероидную и толевую кровлю
7	Двутавровые балки с фанерной стенкой, на гвоздях с параллельными поясами, двускатные и односкатные. В основном аналогичны № 6. Наличие фанерной стенки создает более легкую конструкцию		Несущая конструкция покрытий под толевую и рубероидную кровлю в защищенных отапливаемых зданиях с малой относительной влажностью воздуха при отсутствии опасности намокания

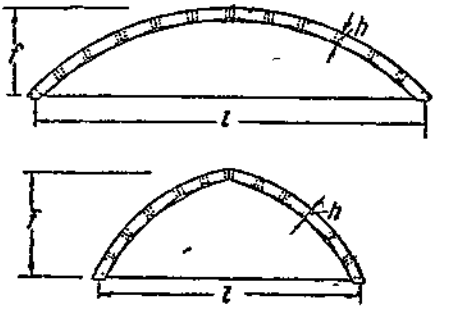
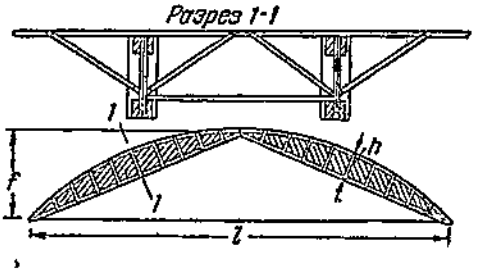
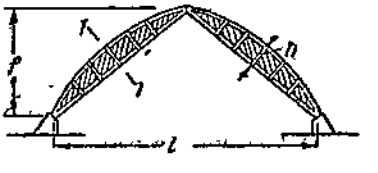
Продолжение

Основной тип сопряжений	Генеральные размеры			Расстояние между смежными конструкциями в *м*	Предельные значения нагрузки в *кг/м*	Технико-экономические показатели		Примечание
	пролет в *м*	$\frac{h}{l}$	$\frac{f}{l}$			коэфиц. собств. веса $k_{с.в}$	затрата металла в % от веса конструкции	
5	6	7	8	9	10	11	12	13
Поперечные дубовые натяжные шпонки	4,5—6,0	От $\frac{1}{10}$ до $\frac{1}{16}$	—	1,5—6	От 200 до 1 200	8—14	5—7%	То же
Сосновые колодки	4,5—9,0	От $\frac{1}{10}$ до $\frac{1}{18}$	—	1,5—6	От 200 до 1 500	8—14	6—8%	—
Гвозди	6—12	От $\frac{1}{7}$ до $\frac{1}{9}$; во временных сооружениях до $\frac{1}{10}$ (при отсутствии стыков до $\frac{1}{12}$)	—	3—6	От 300 до 1 500	6—10	5—7%	—
Гвозди	6—12	От $\frac{1}{7}$ до $\frac{1}{8}$	—	1,5—6	От 200 до 1 500	5—7	4—7%	При условии применения водоустойчивой строительной фанеры области применения те же, что и для № 6

№ п/п	Название и краткая характеристика	Схема	Области применения
1	2	3	4
7а	Клеевые двутавровые балки с фанерной стенкой с параллельными поясами, двускатные, односкатные и сегментные (аналогичные № 7). Заводское изготовление из водоустойчивой фанеры и сухих брусков		То же, но допускает применение и в неотапливаемых зданиях
7б	Клеевый коробчатый настил из сухих досок толщиной 2—2,5—3 *см*. Заводское изготовление		Междуэтажные перекрытия в капитальном и облегченном строительстве
8	Трехшарнирные арки системы Деревягина с поясами из двух и трех брусьев, с металлическими затяжками. Заводское изготовление. При надлежащем техническом контроле возможно изготовление и в построечных мастерских. Имеется инструкция Наркомстроя по проектированию и изготовлению ферм малых пролетов этой системы (1940 г.)		Несущая конструкция покрытий под толевую, рубероидную, железную, этернитовую, щепяную и черепичную кровлю
9	Трехшарнирные арки из балок Деревягина с поясами из двух и трех брусьев с передачей распора на фундаменты. Характеристика та же, что и для № 1		Небольшие склады под железную, этернитовую, щепяную и черепичную кровлю

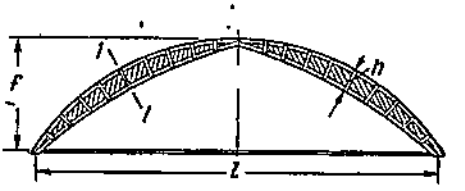
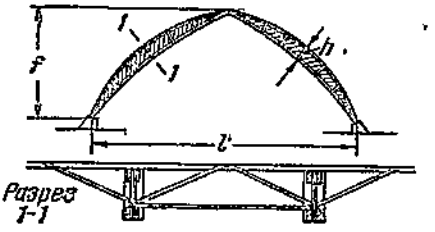
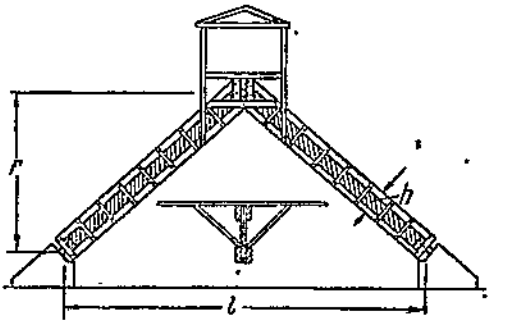
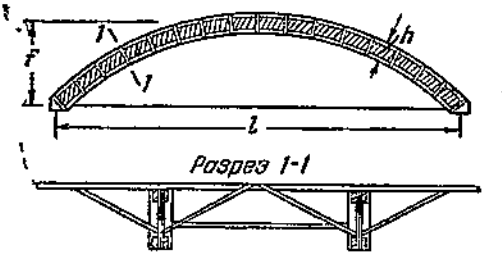
Продолжение

Основной тип сопряжений	Генеральные размеры			Расстояние между смежными несущими конструкциями в *м*	Предельные значения нагрузки в *кг/м*	Технико-экономические показатели		Примечание
	пролет в *м*	$\frac{h}{l}$	$\frac{f}{l}$			коэфиц. собств. веса $k_{с.в}$	затрата металла в % от веса конструкции	
5	6	7	8	9	10	11	12	13
Водостойкий клей	4,5—15	От $\frac{1}{8}$ до $\frac{1}{12}$	—	1,5—6	От 200 до 2 000	4—6	0	—
То же	3—6	От $\frac{1}{22}$ до $\frac{1}{33}$	—	—	От 200 до 800 ($кг/м^2$ настила)	15—30	0	—
Пластинчатые нагели	6—12	От $\frac{1}{20}$ до $\frac{1}{40}$	От $\frac{1}{5}$ до $\frac{1}{2}$	1,5—6	От 200 до 1 800	5—7	6—10% (при $\frac{f}{l}=\frac{1}{4}\div\frac{1}{2}$); 10—20% (при $\frac{f}{l}=\frac{1}{6}\div\frac{1}{8}$)	Пролет до 16 *м* при длине брусьев до 8,5 *м*
То же	6—12	От $\frac{1}{20}$ до $\frac{1}{40}$	От $\frac{1}{3,5}$ до $\frac{1}{2}$	1,5—6	От 200 до 1 800	4—6	2—4%	—

№ п/п	Название и краткая характеристика	Схема	Области применения
1	2	3	4
10	Кружальные трехшарнирные и двухшарнирные арки Делорма, состоящие из нескольких слоев косяков заводского изготовления. Затяжка металлическая. Эти арки недопустимы в многорядовом решении (ввиду опасности образования снеговых мешков), а также при наличии значительных сосредоточенных грузов		Несущая конструкция покрытий под кровлю в однорядовых решениях. При малых пролетах—кружала под каменные и железобетонные своды
11	Гнутые двухшарнирные многослойные арки Эми, состоящие из нескольких слоев досок, уложенных плашмя. Затяжка металлическая. Построечное изготовление. Эти арки недопустимы в многорядовом решении (ввиду опасности образования снеговых мешков), а также при наличии значительных сосредоточенных грузов. За границей арки типа Эми получили широкое применение в виде клееных Д. К.		Несущая конструкция покрытий под легкую кровлю в однорядовых решениях
12	Трехшарнирные арки сегментной формы, на гвоздях, с дощатой или фанерной стенкой. Затяжка металлическая. Построечное изготовление		Несущая конструкция покрытий под рубероидную и железную кровлю
13	Трехшарнирные арки сегментной формы, на гвоздях, с дощатой или фанерной стенкой, с передачей распора на фундаменты. Построечное изготовление		Несущая конструкция покрытий складов под рубероидную, железную, этернитовую и щепяную кровлю
14			

Продолжение

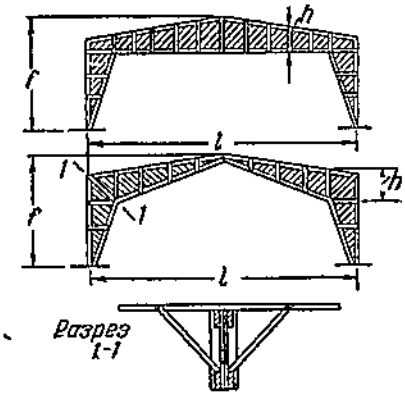
Основной тип сопряжений	Генеральные размеры: пролет в м	Генеральные размеры: $\frac{h}{l}$	Генеральные размеры: $\frac{f}{l}$	Расстояние между смежными конструкциями в м	Предельные значения нагрузки в кг/м	Технико-экономические показатели: коэф. собств. веса $k_{с.в}$	Технико-экономические показатели: затрата металла в % от веса конструкции	Примечание
5	6	7	8	9	10	11	12	13
Гвозди, дубовые нагели, болты	3—20	Не менее $^1/_{30}$	Не менее $^1/_6$	0,75—1,5	От 50 до 1 200	8—14	Без затяжки 4—8%; с металлической затяжкой 10—15%	—
Гвозди, дубовые нагели, болты, водостойкий клей	10—16	Не менее $^1/_{30}$	Не менее $^1/_5$	1—4,5	От 50 до 400	7—10	10—20%	—
Гвозди	20—40	Не менее $^1/_{20}$	$^1/_6$—$^1/_{3,5}$	3—6	От 300 до 1 500	3—5	20—25%	—
Гвозди	15—40	Не менее $^1/_{20}$	$^1/_{3,5}$—$^1/_2$	3—6	От 300 до 1 500	2,5—4,5	4—6%	—

№ п/п	Название и краткая характеристика	Схема	Области применения
1	2	3	4
14	Трехшарнирные арки серповидной формы, на гвоздях, с дощатой или фанерной стенкой. Затяжка металлическая. Построечное изготовление		Несущая конструкция под рубероидную и железную кровлю
15	Трехшарнирные арки серповидной формы, на гвоздях, с дощатой или фанерной стенкой, с передачей распора на фундаменты. Построечное изготовление		Несущая конструкция покрытия складов под железную, этернитовую и щепяную кровлю
16	Трехшарнирные арки из гвоздевых балок с дощатой стенкой. Построечное изготовление (см. № 6 и 7)		Несущие конструкции покрытий складов под железную, этернитовую, черепичную и щепяную кровлю
17	Двухшарнирные арки двутаврового сечения, с дощатой или фанерной стенкой, на гвоздях. Металлическая затяжка. Построечное изготовление		Несущие конструкции покрытий под рубероидную и железную кровлю

Продолжение

Основной тип сопряжения	Генеральные размеры: пролет в м	$\frac{h}{l}$	$\frac{f}{l}$	Расстояние между смежными конструкциями в м	Предельные значения нагрузки в кг/м	Технико-экономические показатели: коэфиц. собств. веса $K_{с.в}$	затрата металла в % от веса конструкций	Примечание
5	6	7	8	9	10	11	12	13
Гвозди	20—40	Не менее $\frac{1}{30}$	$\frac{1}{6}$—$\frac{1}{3,5}$	1,5—6	От 200 до 1 200	3—5	20—25%	—
Гвозди	15—40	Не менее $\frac{1}{30}$	$\frac{1}{3,5}$—$\frac{1}{2}$	1,5—6	От 200 до 1 200	2,5—4,5	4—6%	—
Гвозди	10—20	Не менее $\frac{1}{30}$	$\frac{1}{3,5}$—$\frac{1}{2}$	3—6	От 200 до 1 200	4—6	5—7%	—
Гвозди	20—40	Не менее $\frac{1}{30}$	$\frac{1}{6}$—$\frac{1}{3,5}$	3—6	От 200 до 1500	3—5	20—25%	—

РЕСПУБЛИКАНСКАЯ НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКАЯ БИБЛИОТЕКА

№ п/п	Название и краткая характеристика	Схема	Области применения
1	2	3	4
18	Двухшарнирные и трехшарнирные рамы с дощатой или фанерной стенкой. Построечное изготовление		Несущие конструкции покрытий под рубероидную или железную кровлю. Применяются в случаях необходимости придания зданию поперечной устойчивости

* Согласно «Указаниям по проектированию и применению деревянных конструкций ...щественному применению в условиях военного времени рекомендуются: гвоздевые балки № 1, 6, 8, 9 таблицы) *

имеется возможность за счет увеличения высоты стенки при незначительном утяжелении конструкции существенно увеличивать расстояние между поясами и тем самым повышать мощность сечения. Дощатые пояса балок допускают хорошее решение растянутого стыка. Учитывая устройство, как правило, одного стыка поясов по длине балки, пролет таких балок можно довести до 12 *м* при 6-метровой длине досок.

Теоретически пролет балки может быть еще более увеличен путем устройства нескольких стыков по длине пояса при одновременном увеличении высоты балки. Экономичность такого решения, однако, с увеличением пролета падает, так как сильно возрастает расход материала на сплошную стенку, не учитываемую в моментах инерции и сопротивления сечения деревянных составных балок. Кроме того, решение стыка растянутого пояса в сечениях, в которых поперечная сила не близка к нулю, встречает конструктивные затруднения.

При необходимости дальнейшего увеличения пролета представляется рациональным разредить слабо напряженную стенку, сохраняя балочную схему конструкции, и тем самым перейти к сквозной конструкции—ферме или же применить распорную сплошную конструкцию в виде арки того или иного типа.

В деревянных конструкциях применяются трехшарнирные и двухшарнирные арки. Применение бесшарнирных или одношарнирных арок не рекомендуется вследствие трудности осуществления жесткой заделки арок в пятах.

Наиболее простой формой трехшарнирной арки является арка из двух наклонно поставленных составных брусчатых балок (схемы 8—9 табл. 1). Пролет таких арок ограничен длиной брусьев.

Арки, составленные из досок на ребро (арки Делорма) или из пакета досок, уложенных плашмя (арки Эми) (схемы 10—11 табл. 1) и соединенных между собой с помощью нагелей или клея, относятся к числу гибких арок с малой относительной высотой, что ограничивает размеры пролета арки и соответственные значения допускаемой нагрузки.

[1] Звездочками выделяется текст, относящийся к «Указаниям по проектированию и при-

Продолжение

Основной тип сопряжений	Генеральные размеры: пролет в м	$\frac{h}{l}$	$\frac{f}{l}$	Расстояние между смежными конструкциями	Предельные значения нагрузки в кг/м.	Технико-экономические показатели: коэфиц. собств. веса $k_{с.в}$	затрата металла в % от веса конструкции	Примечание
5	6	7	8	9	10	11	12	13
Гвозди	10—18	От $\frac{1}{8}$ до $\frac{1}{10}$	1—$\frac{1}{3}$	1,5—6	От 200 до 1 500	7—9	5—7%	—

в условиях военного времени»[1] из числа приведенных в таблице типов Д. К. к преиму- с перекрестной стенкой, балки Деревягина и трехшарнирные арки из балок Деревягина

Высота сечения арок Делорма, связанная с шириной досок, ограничена сортаментом. В арках Эми увеличение числа досок в пакете за известным пределом не дает соответственного увеличения мощности арок вследствие большого влияния податливости рабочих швов (исключением являются клееные арки).

При бо́льших нагрузках и пролетах могут быть применены жесткие трехшарнирные и двухшарнирные арки с высокой сплошной стенкой (схемы 12—17 табл. 1), аналогичные по конструкции поперечного сечения двутавровым гвоздевым балкам.

Рамные конструкции в виде двухшарнирных и трехшарнирных рам (схема 18 табл. 1) применяются сравнительно редко вследствие трудности рационального решения жесткого узла рамы. Применение таких рам может быть оправдано лишь в случаях необходимости восприятия одной несущей конструкцией не только вертикальных нагрузок от давления собственного веса покрытия и снега, но и горизонтальных нагрузок от давления ветра на стены.

§ 3. НАГРУЗКИ И ИХ УЧЕТ. ПРЕДВАРИТЕЛЬНОЕ ОПРЕДЕЛЕНИЕ СОБСТВЕННОГО ВЕСА ПЛОСКИХ СПЛОШНЫХ Д. К.

Нагрузки, действующие на несущую конструкцию, разделяются на постоянные и временные.

В постоянные нагрузки входят собственный вес несущей конструкции, собственный вес кровли, утепления, внутренней облицовки и другие постоянно действующие нагрузки, определяемые проектным заданием.

К временным нагрузкам относятся:

а) снеговая нагрузка, зависящая от района постройки и конфигурации кровли; величина снеговой нагрузки и распределение ее устанавливаются действующими нормами (ОСТ 90058-40);

[1] менению деревянных конструкций в условиях военного времени» (У-25-41/Наркомстрой).

б) ветровая нагрузка, величина и распределение которой устанавливаются также действующими нормами (ОСТ 90059-40)[1]; в пологих покрытиях, опирающихся на стены, ветровая нагрузка учитывается лишь при определении размеров анкеров и прочих креплений, препятствующих подъему крыши и срыву кровли; при крутых кровлях или наличии больших фонарей учет ветровой нагрузки влияет и на основные размеры несущих конструкций;

в) прочие временные эксплоатационные нагрузки (например нагрузка от монорельса и т. д.) определяются проектным заданием;

г) к временным нагрузкам относятся также монтажные нагрузки.

Из всех этих нагрузок только собственный вес конструкции не может быть заранее точно определен. Пренебречь собственным весом конструкции в большинстве случаев нельзя.

Предварительное приближенное определение собственного веса деревянных конструкций основывается на ориентировочных данных, получаемых из рассмотрения и обобщения спецификаций ранее осуществленных Д. К. определенного типа.

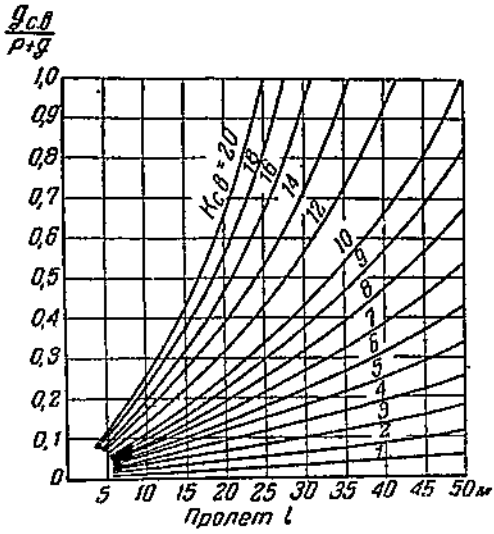


Рис. 1. График для определения собственного веса $g_{c.в}$ деревянных конструкций

Зависимость $g_{c.в}$ от заданной загрузки $p+g$, пролета l в метрах и коэфициента $k_{c.в}$:

$$\frac{g_{c.в}}{p+g}=\frac{1}{\frac{1\,000}{k_{c.в}\,l}-1};\quad k_{c.в}=\frac{1\,000\cdot g_{c.в}}{ql}.$$

Собственный вес конструкции приближенно принимается пропорциональным величине полной действующей нагрузки и величине пролета конструкции. Зависимость его от бо́льшего или меньшего совершенства конструктивного решения выражается коэфициентом $k_{c.в}$:

$$g_{c.в}=\frac{k_{c.в}\,l}{1\,000}(p+g+g_{c.в}).$$

Отсюда:

$$g_{c.в}=\frac{p+g}{\frac{1\,000}{k_{c.в}\,l}-1},$$

где p и g — заданные временная и постоянная нагрузки, а $g_{c.в}$ — неизвестный собственный вес несущей конструкции, выраженные в одних и тех же единицах (например в *кг* на 1 $м^2$ площади плана или *кг* на 1 *м* длины конструкции); l — пролет в *м*; $k_{c.в}$ — коэфициент пропорциональности, характеризующий конструктивное качество Д. К. и называемый коэфициентом собственного веса; чем больше $k_{c.в}$, тем тяжелее решена данная конструкция.

После окончания расчета и установления $g_{c.в}$ на основании спецификации действительный $k_{c.в}$ определяется по формуле:

$$k_{c.в}=\frac{1\,000\,g_{c.в}}{(p+g+g_{c.в})\,l}.$$

Если действительный $k_{c.в}$ существенно отличается от предварительно принятого, то в порядке второго приближения может понадобиться пересчет конструкции.

Ориентировочные значения коэфициентов собственного веса для основных форм сплошных деревянных конструкций приведены в табл. 1.

Для облегчения подсчета $g_{c.в}$ можно воспользоваться графиком, приведенным на рис. 1, где по оси абсцисс отложен расчетный пролет конструкции, а по оси ординат — отношение $\frac{g_{c.в}}{p+g}$; зная $p+g$ (т. е. всю заданную нагрузку, кроме собственного веса рассчиты-

[1] В настоящее время ОСТ 90059—40 заменен ГОСТ 1664—42.

ваемой Д. К.) и воспользовавшись величиной $k_{с.в}$ из табл. 1, находим по графику отношение $\frac{g_{с.в}}{p+g}$, откуда и определяем $g_{с.в}$.

Действительный $k_{с.в}$, определяемый после выполнения проекта по данным его спецификации, характеризует качество проектирования. Чем меньше получился коэфициент собственного веса, тем меньше затрачено материала на несущую конструкцию. При этом не следует, однако, забывать, что количество затраченного материала не является единственной характеристикой качества проекта и что, стремясь при проектировании к уменьшению коэфициента собственного веса, необходимо в то же время полностью обеспечить не только прочность, но и жесткость конструкции; кроме того, необходимо учитывать, что всякое отступление от принятого сортамента пиломатериалов приводит к значительному удорожанию заготовки древесины и что необоснованное усложнение сопряжений может свести на-нет всю экономию в лесоматериалах вследствие удорожания сборки и монтажа конструкции.

ГЛАВА II

ПОПЕРЕЧНЫЙ ИЗГИБ, ПРОДОЛЬНЫЙ ИЗГИБ И СЛОЖНОЕ СОПРОТИВЛЕНИЕ СОСТАВНЫХ СТЕРЖНЕЙ НА ПОДАТЛИВЫХ СВЯЗЯХ

ВВЕДЕНИЕ

Рассматриваемые в настоящем разделе сплошные Д. К. являются обычно составными по сечению, а также и по длине. Сопряжения, применяемые для соединения отдельных элементов конструкций (шпонки, нагели), за исключением клея являются в той или иной степени податливыми сопряжениями.

Деформации (сдвиги) податливых сопряжений составных Д. К., как правило, больше влияют на работу конструкции под нагрузкой, чем упругие деформации самой древесины. Это следует учитывать при расчете и конструировании составных Д. К. Поэтому прежде чем перейти к изложению способов конструирования и расчета отдельных видов составных Д. К., следует познакомиться с особенностями работы и расчета составных деревянных стержней на податливых связях.

Составная деревянная балка, элементы которой соединены между собой клеем (т. е. как бы с помощью «абсолютно жестких» связей), ничем не отличается по своей работе на поперечный изгиб от такой же балки цельного сечения. Деформации такой балки (прогибы, углы поворота) определяются обычным образом с учетом формы ее поперечного сечения.

Если же элементы составной балки скрепляются между собой нагелями или шпонками, то деформации ее при прочих равных условиях больше, чем деформации балки цельного сечения.

Увеличение деформаций является следствием того, что связи (нагели, шпонки), воспринимающие сдвигающие усилия в швах составной балки, более податливы на сдвиг, чем сама древесина или клеевой шов. В составных деревянных балках, применяемых в настоящее время, сдвигающие усилия по швам балки обычно воспринимаются податливыми связями (нагелями, реже шпонками). При рассмотрении работы таких балок необходимо учитывать податливость связей.

На рис. 2, *а* изображены три балки одинакового пролета, одного и того же поперечного сечения, одинаково нагруженные сосредоточенной силой P, расположенной по середине пролета.

В балке *Ц* сдвигающие усилия восприняты клеем. Прогиб $f_ц$ такой балки определяется как прогиб балки цельного сечения высотой $2h_1$ и шириной b:

$$f_ц = \frac{Pl^3}{48EJ_ц}; \quad J_ц = 8\frac{bh_1^3}{12}.$$

Если по всей длине балки равномерно поставлено большое количество абсолютно жестких связей ($m_{св}$), усилие в каждой из этих связей определится (с тем большей точностью, чем больше связей) обычным расчетом:

$$T_ц = \frac{QS}{J} \cdot \frac{l}{m_{св}}.$$

В балке *О* связи совершенно отсутствуют. Прогиб f_o такой балки больше, чем у балки *Ц*:

$$f_o = \frac{Pl^3}{48 E \Sigma J_1},$$

где ΣJ_1 — сумма моментов инерции отдельных брусьев, составляющих балку; в данном случае

$$\Sigma J_1 = 2\frac{bh_1^3}{12} < J_ц.$$

Усилие в связях: $T_o = 0$ (связей нет).

Наконец, в балке *П* сдвигающие усилия воспринимаются податливыми связями. Прогиб этой балки $f_п$ больше, чем у балки *Ц*, но меньше, чем у балки *О*:

$$f_o > f_п > f_ц.$$

Прогиб $f_п$, определяемый специальным расчетом, зависит от степени податливости связей и может быть определен по обычной формуле для

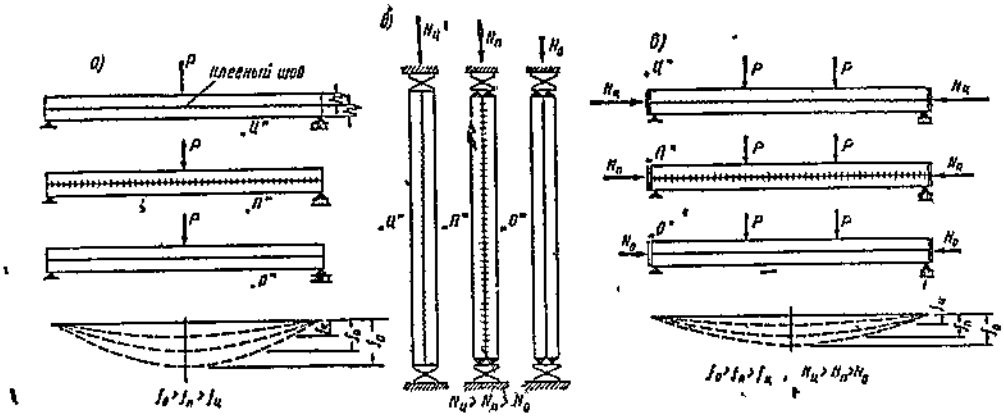


Рис. 2. Стержни составного сечения на абсолютно жестких связях (*Ц*), на податливых связях (*П*) и при отсутствии связей (*О*)

балок цельного сечения путем введения расчетного момента инерции сечения балки *П*

$$J_п = \psi J_ц,$$

где ψ — коэфициент, меньший единицы. Соответственно значениям прогибов

$$J_ц > J_п > \Sigma J_1.$$

Усилие в какой-либо податливой связи $T_п$ имеет промежуточное значение между нулевым значением T_o для балки *О* и величиной $T_ц$ для балки *Ц*:

$$T_ц > T_п > T_o.$$

Усилие $T_п$ также определяется специальным расчетом и может быть выражено как часть усилия $T_ц$:

$$T_п = \beta T_ц,$$

где β — коэфициент, меньший единицы.

Таким образом, составная балка на податливых связях по своей работе занимает промежуточное положение между балкой цельного сечения и балкой, не имеющей вовсе связей в швах.

Рассмотрим далее те же самые балки в качестве составных стержней, находящихся под действием центрально приложенной нормальной силы *N* (рис. 2, *б*). Критическая нагрузка, зависящая при прочих равных условиях от момента

инерции стержня, для всех трех стержней будет разная. Наибольшей величины она достигает в стержне *Ц* и будет определяться моментом инерции $J_ц$ этого стержня. Наименьшее значение она получит в стержне *О*, так как момент инерции этого стержня равен всего лишь сумме моментов инерции сечений его ветвей. Для составного стержня *П* на податливых связях величина критической нагрузки будет промежуточной между нагрузками стержней *Ц* и *О*, соответственно промежуточному значению расчетного момента инерции $J_п$, зависящего от податливости связей. Рассуждая совершенно аналогично, придем к той же характеристике работы и для случая сжато-изогнутого составного стержня (рис. 2,*в*).

Определение прогибов, напряжений и усилий в связях составляет задачу расчета составного стержня на податливых связях. Эта задача может быть решена точным и приближенным способами. Оба способа рассматривают работу материала стержня в пределах упругости, а необходимая для расчета зависимость между усилиями в связях и соответствующими их сдвигами для данного вида связей (нагелей, шпонок) определяется экспериментальным путем.

При решении задачи по приближенному способу составной стержень рассматривается под действием нагрузки, распределенной по синусоидальному закону, и результаты точного решения, легко получаемые для такой нагрузки, распространяются на другие виды загружения[1].

Решение по точному способу учитывает характер нагрузки на стержень и в общем случае сводится к решению системы дифференциальных уравнений, написанных для швов составного стержня[2]. Для массового практического применения оно затруднительно.

Разница в расчете по точному и приближенному способам для наиболее распространенных на практике случаев нагрузок невелика, и данные испытаний подтверждают целесообразность использования для практических расчетов приближенного способа инж. В. Г. Писчикова.

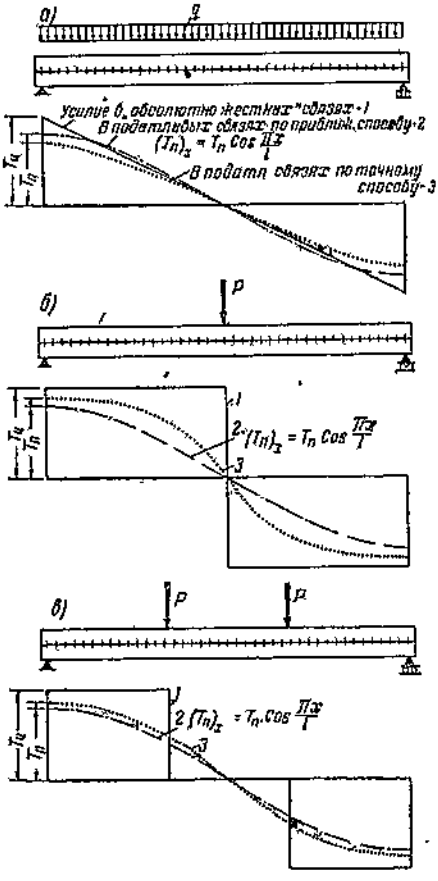


Рис. 3. Эпюры усилий в абсолютно жестких и податливых связях при расчете по точному и приближенному способу

На рис. 3 построены эпюры усилий в связях составной балки для трех случаев загружения:

а) равномерной нагрузки по всему пролету, б) сосредоточенного груза по середине пролета и в) двух сосредоточенных грузов в третях пролета. Усилия в абсолютно жестких связях (сплошная линия) следуют эпюрам *Q* и *T*. Эпюры усилий в податливых связях, вычисленные по точному способу (пунктирная линия) и по приближенному (штрих-пунктирная линия), значительно отклоняются от эпюр *Q* и *T*, но мало отличаются друг от друга. При этом для равномерной нагрузки расчет по приближенному способу по сравнению с точным дает большие усилия в связях, т. е. идет в запас; для сосредоточенного груза по середине пролета (в «чистом» виде редко встречаемого на практике) получается обратное соотношение, а для двух грузов в третях пролета обе эпюры весьма близки друг к другу. При расчете по приближенному способу эпюра усилий в податливых связях по длине балки следует закону $\cos\frac{\pi x}{l}$ соответственно эпюре *Q* от синусоидальной нагрузки.

---

[1] См. [8]. Цифры в квадратных скобках обозначают ссылки на библиографию, приведенную в конце курса.

[2] См. [10] и [65].

В дальнейшем излагаются основы приближенного способа расчета составных стержней на податливых связях, а также расчет составных стержней по Н и ТУ, вносящий ряд упрощений в формулы приближенного способа.

§ 4. ПОПЕРЕЧНЫЙ ИЗГИБ СОСТАВНЫХ БАЛОК НА ПОДАТЛИВЫХ СВЯЗЯХ. РАСЧЕТ ПО ПРИБЛИЖЕННОМУ СПОСОБУ

А. Составная балка на податливых связях под синусоидальной нагрузкой

Рассмотрим работу составной балки, состоящей из пакета нескольких цельных брусьев (рис. 4). Балка однопролетная, свободно лежащая на опорах. Пролет балки l; интенсивность нагрузки $q \sin\frac{\pi x}{l}$, где q—интенсивность нагрузки по середине пролета.

Отдельные брусья балки соединены между собой податливыми связями. Выше указывалось, что работа рассматриваемой балки под нагрузкой будет

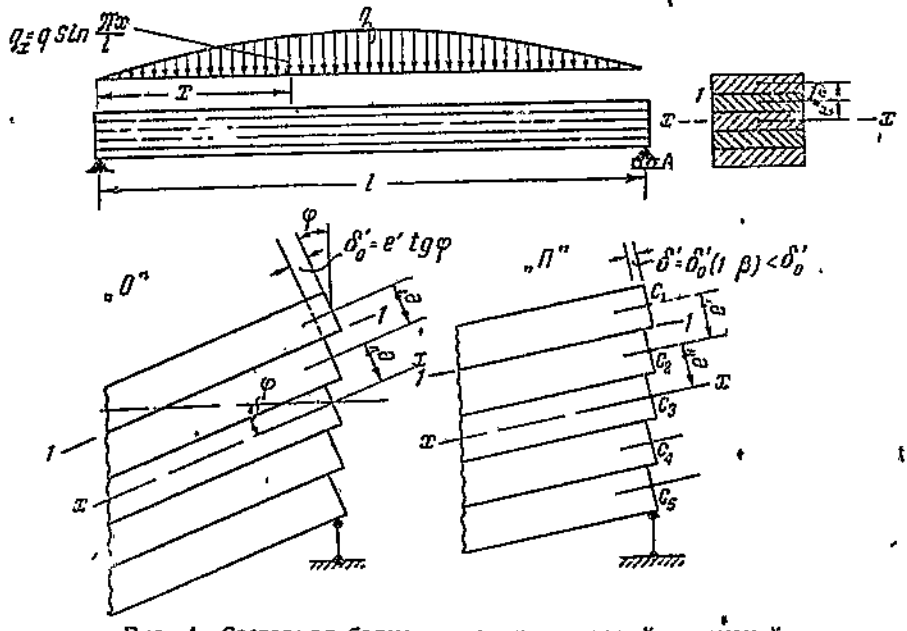


Рис. 4. Составная балка под синусоидальной нагрузкой

промежуточной между работой такой же балки с абсолютно жесткими связями и работой балки при полном отсутствии связей.

Рассмотрим балку с абсолютно жесткими связями, т. е. балку цельного сечения (состояние *Ц*) и балку вовсе без связей (состояние *О*).

Для балки в состоянии *Ц* усилия в связях могут быть определены как для цельной монолитной балки. Найдем эти усилия.

Количество связей, равномерно расставленных в каком-либо шве *1—1* на всей длине балки, обозначим m_{cs}. Тогда расстояние между соседними связями по длине балки в шве *1—1* может быть принято $\frac{l}{m_{cs}}$.

Опорная реакция (поперечная сила на опоре):

$$Q_A = \frac{ql}{\pi}.$$

Сдвигающее усилие, действующее на одну связь на опоре в шве *1—1*:

$$T_ц' = Q_A \frac{S'}{J_ц} \cdot \frac{l}{m_{cs}} = \frac{ql}{\pi} \cdot \frac{S'}{J_ц} \cdot \frac{l}{m_{cs}},$$

где S'—статический момент сдвигаемой по шву *1—1* части сечения относительно нейтральной оси всего сечения; $J_ц$—момент инерции всего поперечного сечения балки относительно нейтральной оси сечения.

В остальных связях шва *1—1* усилия будут уменьшаться по закону косинуса от найденной величины $T'_ц$ на опоре до нуля в середине пролета балки.

В состоянии *О*, когда связи в швах совершенно отсутствуют, отдельные элементы (брусья) составной балки свободно сдвигаются друг относительно друга.

Сдвиги в швах будут изменяться по длине балки также по закону косинуса в соответствии с изменением угла наклона касательной к упругой оси. Так как упругая ось для всех элементов рассматриваемой балки одинакова, то сдвиги во всех швах балки для одного и того же поперечного сечения будут пропорциональны расстояниям *e* между центрами тяжести смежных ветвей, примыкающих к соответствующему шву.

Определим сдвиг δ'_0 на опоре балки для какого-либо шва *1—1* (рис. 4).

Расстояние между центрами тяжести элементов балки, образующих шов *1—1*, обозначим через *e'*:

$$\delta'_0 = e' \operatorname{tg} \varphi,$$

где φ—угол наклона упругой линии на опоре.

При синусоидальной нагрузке

$$\operatorname{tg} \varphi = \frac{q l^3}{\pi^3 E \Sigma J_1},$$

где ΣJ_1 — сумма моментов инерции отдельных элементов (ветвей) балки *О*.

Следовательно:

$$\delta'_0 = e' \frac{q l^3}{\pi^3 E \Sigma J_1}.$$

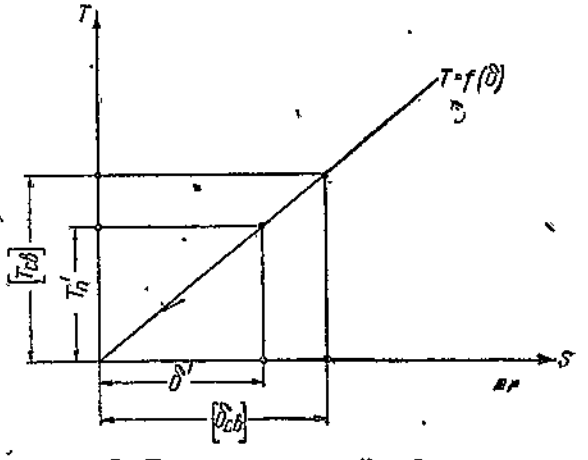


Рис. 5. Диаграмма упругой работы связи

В соответствии с косинусообразной упругой линией балки сдвиги в остальных точках шва *1—1* будут уменьшаться от опоры к середине пролета по закону косинуса.

Мы рассмотрели два крайних случая: состояния *Ц* и *О*; к действительному состоянию балки на податливых связях подойдем следующим путем.

Если во всех швах балки состояния *О* приложить сдвигающие усилия, имеющие место в состоянии *Ц*, то сдвиги в швах исчезнут, и состояние *О* перейдет в состояние *Ц*. Если же во всех швах балки состояния *О* приложить усилия, составляющие определенную часть β усилий в швах балки состояния *Ц*, то обратные сдвиги будут также соответственно меньше; в шве *1—1* на опоре балки обратный сдвиг будет $\beta\delta'_0$, а действительный сдвиг на опоре получится, как разность между сдвигом δ'_0 и $\beta\delta'_0$, т. е.

$$\delta' = \delta'_0 - \beta\delta'_0 = \delta'_0(1-\beta) \text{ (рис. 4).}$$

Принимая во внимание, что

$$\beta = \frac{T'_п}{T'_ц},$$

получим действительный сдвиг на опоре в шве *1—1*:

$$\delta' = \delta'_0\left(1 - \frac{T'_п}{T'_ц}\right).$$

Величине сдвига δ' на опоре соответствует усилие в связи $T'_п$.

Вследствие принятой пропорциональности между сдвигами и усилиями в связях имеем (рис. 5):

$$\frac{\delta'}{T'_п} = \frac{[\delta_{св}]}{[T_{св}]},$$

где $[T_{св}]$ — известное усилие на связь, принимаемое равным допускаемому усилию на связь,

$[\delta_{св}]$ — сдвиг, соответствующий этому усилию;

отсюда

$$T'_n = \delta' \frac{[T_{cs}]}{[\delta_{cs}]}.$$

Следовательно:

$$T'_n = \frac{[T_{cs}]}{[\delta_{cs}]} \delta'_0 \left(1 - \frac{T'_n}{T'_u}\right),$$

откуда в результате ряда преобразований получим:

$$\frac{T'_n}{T'_u} = \beta = \frac{1}{1 + \frac{T'_u}{\delta'_0} \cdot \frac{[\delta_{cs}]}{[T_{cs}]}}. \qquad (1-4)$$

Подставив в правую часть равенства найденные ранее выражения для T'_u и δ'_0, получим:

$$\frac{T'_n}{T'_u} = \frac{1}{1 + \pi^2 \frac{\Sigma J_1}{J_u} \cdot \frac{ES'}{e' l m_{cs}} \cdot \frac{[\delta_{cs}]}{[T_{cs}]}}.$$

Введем обозначения:

$$\frac{\Sigma J_1}{J_u} = \alpha; \quad \frac{\pi^2 ES' [\delta_{cs}]}{e' l m_{cs} [T_{cs}]} = B;$$

тогда:

$$\frac{T'_n}{T'_u} = \beta = \frac{1}{1 + \alpha B}, \qquad (2-4)$$

следовательно:

$$T'_n = \frac{T'_u}{1 + \alpha B}. \qquad (3-4)$$

Коэфициент B, входящий в выражение (2—4), называется коэфициентом податливости шва. Он характеризует степень снижения монолитности сечения и выражается отвлеченным числом.

Усилия в податливых связях балки меньше, чем в абсолютно жестких связях, так как знаменатель $1+\alpha B$ формулы (3—4) больше единицы.

Рассматривая формулу (1—4), составленную для связи опорного сечения некоторого шва *1—1* балки, видим, что величина β, зависящая от отношения $\frac{T'_u}{\delta'_0}$, постоянна по длине шва *1—1* вследствие того, что обе величины, входящие в числитель и знаменатель этого отношения, изменяются по одному и тому же закону косинуса.

Согласно принятому условию величина β должна сохранять для всех швов балки одинаковое значение. Этому условию соответствует постоянство коэфициента B, т. е. постоянство отношения:

$$\frac{S' \cdot [\delta_{cs}]'}{m_{cs} e' [T_{cs}]'} = \frac{S'' \cdot [\delta_{cs}]''}{m''_{cs} e'' [T_{cs}]''}.$$

Из последнего равенства находим необходимое количество связей в любом шве *2—2* балки, если известно их количество в шве *1—1*:

$$m''_{cs} = m_{cs} \frac{S''}{S'} \cdot \frac{e'}{e''} \cdot \frac{[T_{cs}]'}{[T_{cs}]''} \cdot \frac{[\delta_{cs}]''}{[\delta_{cs}]'}.$$

Если связи во всех швах имеют одинаковую мощность $[T_{cs}]$ и податливость $[\delta_{cs}]$ и, кроме того, толщины элементов одинаковы, то

$$m''_{cs} = m_{cs} \frac{S''}{S'},$$

т. е. классическая расстановка связей должна соответствовать в этом случае обычному расчету связей по сдвигающему усилию (пропорционально статическим моментам сдвигающихся частей сечения).

Если фактическая расстановка связей в швах многослойных балок не соответствует принятому условию постоянства во всех швах коэфициента B, то для практических расчетов приходится применять приближенное решение задачи, при котором за величину B принимается среднее арифметическое из коэфициентов B, подсчитанных для каждого шва отдельно.

Определим теперь прогиб составной балки на податливых связях.

Прогиб цельной балки с абсолютно жесткими связями (состояние *Ц*) обозначим через $f_ц$. Прогиб той же балки при отсутствии связей в швах (состояние *О*) — через f_o, а искомый прогиб балки с податливыми связями (состояние *П*) обозначим через f.

Если в составной балке с прогибом f_o, в швах которой совершенно отсутствуют связи, приложить по швам усилия $T_ц$, то состояние *О* перейдет в состояние *Ц* и прогиб балки будет уже не f_o, а $f_ц$. Следовательно, прикладывая по швам усилия $T_ц$, мы даем балке обратный прогиб, равный $f_o - f_ц$. Если же по швам балки будут приложены усилия $T_п = \beta T_ц$, то обратный прогиб будет не $f_o - f_ц$, а $(f_o - f_ц)\beta$ и оставшийся искомый прогиб f будет:

$$f = f_o - (f_o - f_ц)\beta.$$

Так как прогибы обратно пропорциональны моментам инерции, то:

$$\frac{f_o}{f_ц} = \frac{J_ц}{\Sigma J_1} = \frac{1}{\alpha} \quad \text{и} \quad f_o = \frac{1}{\alpha} \cdot f_ц.$$

Следовательно:

$$f = f_ц \frac{1}{\alpha} - \left(f_ц \frac{1}{\alpha} - f_ц\right)\beta = f_ц \left(\frac{1 - \beta + \alpha\beta}{\alpha}\right).$$

Заменив β, согласно формуле (2—4), выражением $\frac{1}{1 + \alpha B}$ и произведя сокращения, получим:

$$f = f_ц \left(\frac{1 + B}{1 + \alpha B}\right), \qquad (4-4)$$

или

$$f = f_ц + f_ц \left(\frac{1 + B}{1 + \alpha B} - 1\right).$$

Заметим, что f всегда больше $f_ц$, так как $1 + B > 1 + \alpha B$.

Итак, прогиб балки на податливых связях больше, чем прогиб цельной балки того же сечения, на величину:

$$f_ц \left(\frac{1 + B}{1 + \alpha B} - 1\right).$$

Этот добавочный прогиб, являющийся следствием податливости связей, называется прогибом от сдвига связей:

$$f_{сдв} = f_ц \left(\frac{1 + B}{1 + \alpha B} - 1\right). \qquad (5-4)$$

Определим расчетный условный момент инерции балки на податливых связях.

Так как моменты инерции обратно пропорциональны прогибам, то расчетный момент инерции балки на податливых связях определится из отношения:

$$\frac{J}{J_ц} = \psi = \frac{f_ц}{f} = \frac{1 + \alpha B}{1 + B}. \qquad (6-4)$$

Следовательно:

$$J = \psi J_ц = J_ц \frac{1 + \alpha B}{1 + B}. \qquad (7-4)$$

Коэфициент ψ характеризует жесткость составной балки и называется коэфициентом жесткости.

Напряжение в любой точке составной балки определяется по формуле:

$$\sigma = \frac{M}{J_ц} y \frac{1 + \frac{y_1}{y} B}{1 + \alpha B} = \frac{M}{W_ц} \frac{1 + \frac{y_1}{y} B}{1 + \alpha B},$$

где y_1 — расстояние от нейтральной оси ветви до точки этой же ветви, в которой определяется напряжение;

y — расстояние от той же точки до нейтральной оси всего сечения.

Если точка лежит выше соответствующей нейтральной оси, то y и y_1 берутся со знаком минус, если ниже,—со знаком плюс. Взяв y и y_1 до крайнего волокна сечения, определим расчетный момент сопротивления составной балки на податливых связях:

$$W = W_y \frac{1 + \alpha B}{1 + \frac{y_1}{y} B} = W_y k_w,$$

где

$$k_w = \frac{1 + \alpha B}{1 + \frac{y_1}{y} B}. \qquad (8—4)$$

Б. Составная балка с короткими прокладками под синусоидальной нагрузкой

Подобного типа балки в настоящее время редко встречаются на практике[1]. Короткие прокладки применяются в сжатых составных стержнях и (иногда) в сжато-изогнутых.

Выводами настоящего параграфа мы воспользуемся в дальнейшем при рассмотрении продольного изгиба составных стержней.

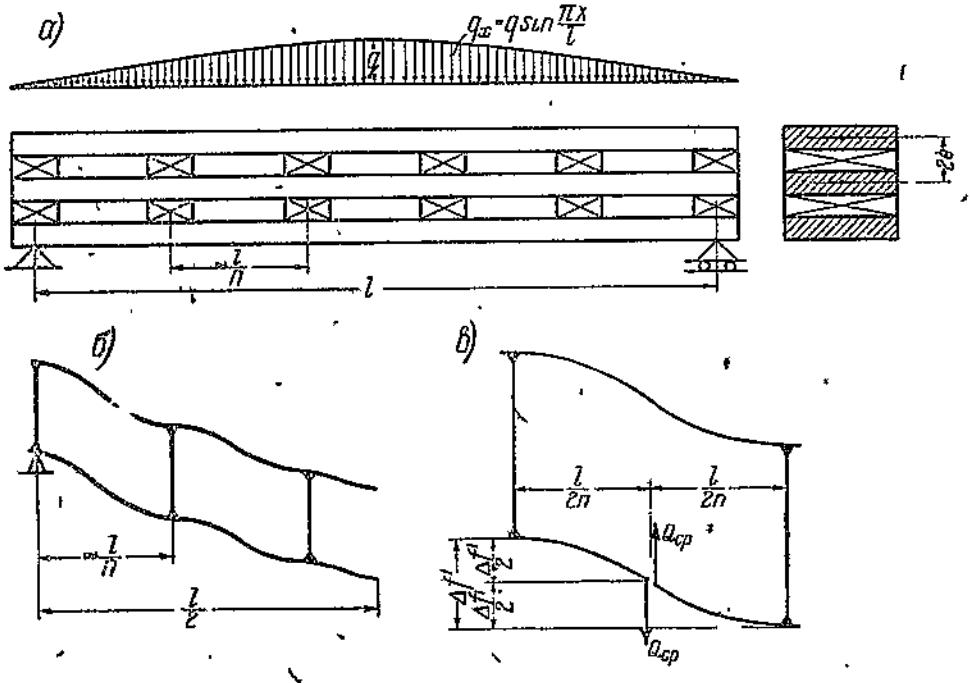


Рис. 6. Составная балка с короткими прокладками под синусоидальной нагрузкой

На рис. 6 показана составная балка с короткими прокладками. Прокладки расположены на равных расстояниях друг от друга. Связи, скрепляющие прокладки с ветвями балки, поставлены равномерно по длине балки. Число прокладок—$n_{пр}$.

Применяя те же рассуждения, что и в предыдущем случае, приходим к выводу, что действительное усилие в податливой связи выразится прежней формулой (3—4), причем величина e, входящая в выражение коэфициента податливости шва B, будет в рассматриваемом случае равняться половине расстояния между центрами тяжести соседних ветвей (рис. 6, *а*). Коэфициент жесткости ψ будет иметь, однако, другое выражение. Прогиб f_q отнесем к балке с абсолютно жесткими связями и бесконечно большим числом прокладок.

[1] К таким балкам могут быть отнесены «балки на колодках», применяемые в деревянных мостах.

Прогиб f балки с короткими прокладками на податливых связях будет отличаться от прогиба $f_ц$ не только благодаря наличию податливых связей, но и вследствие добавочного прогиба Δf, получающегося от изгиба отдельных ветвей балки на расстоянии между прокладками. Учет этого добавочного прогиба дает следующее выражение коэфициента жесткости:

$$\psi = \frac{J}{J_ц} = \frac{f_ц}{f} = \frac{1 + \alpha B}{1 + B + \frac{0{,}83}{\alpha n_{пр}^2}}. \qquad (9-4)$$

Если число прокладок бесконечно велико ($n_{пр} = \infty$), формула (9—4) переходит в формулу (6—4) для балки со сплошными прокладками.

Расчетный момент инерций равен $J = \psi J_ц$.

Коэфициент жесткости ψ и в этом случае выводится из анализа прогибов стержня.

Прогиб составной балки для случая, когда связи отсутствуют, обозначим через f_0.

Прогиб той же балки, но с прокладками, абсолютно жестко связанными с ветвями балки, обозначим через f'.

Прогиб f' может быть представлен в виде суммы двух прогибов: прогиба $f_ц$ балки с бесконечно большим числом прокладок, жестко связанных с ветвями балки, и добавочного прогиба Δf от местного изгиба ветвей между прокладками:

$$f' = f_ц + \Delta f.$$

Определение величины Δf будет дано ниже.

Наконец, прогиб действительной балки с короткими прокладками на податливых связях обозначим через f.

Если в составной балке с прогибом f_0 (отсутствие связей в швах) приложить по швам усилия в связях, соответствующие прогибу f', то прогиб f_0 изменится на величину $f_0 - f'$. Если же по швам приложить усилия, соответствующие усилиям в балке с податливыми связями, то прогиб f_0 изменится на величину $(f_0 - f')\beta$ и оставшийся искомый прогиб f будет:

$$f = f_0 - (f_0 - f')\beta = f' + (f_0 - f')(1 - \beta).$$

Подставляя:

$$f' = f_ц + \Delta f,$$

получаем:

$$f = f_ц + \Delta f + [f_0 - (f_ц + \Delta f)](1 - \beta) = f_0 - \beta(f_0 - f_ц - \Delta f).$$

Подставим вместо β величину $\frac{1}{1 + \alpha B}$ и вместо f_0 величину $\frac{f_ц}{\alpha}$, тогда:

$$f = \frac{f_ц}{\alpha} - \frac{1}{1 + \alpha B}\left(\frac{f_ц}{\alpha} - f_ц - \Delta f\right) = f_ц + f_ц\left(\frac{1 + B}{1 + \alpha B} - 1\right) + \Delta f \frac{1}{1 + \alpha B}.$$

Второе слагаемое в этой формуле нам известно из ранее рассмотренных случаев: это добавочный прогиб от сдвига связей в составной балке.

Последний член представляет собой добавочный прогиб от местного изгиба ветвей между прокладками.

Коэфициент жесткости, равный отношению расчетного момента инерции составной балки с короткими прокладками на податливых связях к моменту инерции балки с абсолютно жесткими связями и бесконечно большим числом прокладок, определяется из выражения:

$$\psi = \frac{J}{J_ц} = \frac{f_ц}{f} = \frac{f_ц}{f_ц + f_ц\left(\frac{1 + B}{1 + \alpha B} - 1\right) + \Delta f \frac{1}{1 + \alpha B}} = \frac{1 + \alpha B}{1 + B + \frac{\Delta f}{f_ц}}.$$

Добавочный прогиб Δf определим, рассматривая балку как безраскосную ферму, с жесткими, не сдвигающимися прокладками (рис. 6, *б*). В прибли-

женном расчете такой фермы можно положить, что нулевые точки моментов, изгибающих ветви стержня (панели фермы), находятся по середине длины панелей. Прогиб Δf представляет собой сумму прогибов всех панелей на полупролете балки (фермы), что дает возможность, пользуясь средним значением деформации панели (рис. 6, *в*), определить Δf.

Поперечная сила на расстояние x от опоры:

$$Q_x = \frac{ql}{\pi} \cdot \cos \frac{\pi x}{l}.$$

Среднее значение поперечной силы на полупролете балки:

$$Q_{cp} = \frac{\int_0^{\frac{l}{2}} \frac{ql}{\pi} \cos \frac{\pi x}{l} dx}{\frac{l}{2}} = \frac{2ql}{\pi^2}.$$

Прогиб одной ветви балки между прокладками определится как удвоенный прогиб консоли длиной $\frac{l}{2n_{np}}$, нагруженной на конце сосредоточенной силой Q_{cp} (рис. 6, *в*):

$$\Delta f' = 2Q_{cp} \left(\frac{l}{2n_{np}}\right)^3 \frac{1}{3E \Sigma J_1}.$$

Полный дополнительный прогиб будет:

$$\Delta f = 2Q_{cp} \left(\frac{l}{2n_{np}}\right)^3 \frac{1}{3E \Sigma J_1} \cdot \frac{n_{np}}{2} = \frac{ql^4}{12\pi^2 n_{np}^2 E \Sigma J_1}.$$

Прогиб $f_ч$ по середине пролета для синусоидальной нагрузки:

$$f_ч = \frac{ql^4}{\pi^4 E J_ч}.$$

Следовательно:

$$\frac{\Delta f}{f_ч} = \frac{ql^4}{12\pi^2 n_{np}^2 E \Sigma J_1} \cdot \frac{\pi^4 E J_ч}{ql^4} = \frac{\pi^2}{12 a n_{np}^2} = \frac{0{,}83}{a n_{np}^2}$$

и коэфициент жесткости будет равен:

$$\psi = \frac{1 + \alpha B}{1 + B + \frac{0{,}83}{a n_{np}^2}}.$$

Для вычисления коэфициента податливости шва

$$B = \frac{\pi^2 ES [\delta_{cs}]}{el m_{cs} [T_{cs}]} = \gamma \frac{S}{el m_{cs}} \qquad (10-4)$$

достаточно знать величину $\gamma = \pi^2 E \frac{[\delta_{cs}]}{[T_{cs}]}$. Значения γ для поперечного изгиба даны в табл. 2.

Значение B можно также вычислить непосредственно из выражения $B = \frac{\pi^2 ES}{el\, m_{cs}} \cdot \frac{[\delta_{cs}]}{[T_{cs}]}$, принимая величину сдвига на основании данных опыта равной: $[\delta_{cs}] = 0{,}1$ *см* для нагелей и зубчато-кольцевых шпонок и $[\delta_{cs}] = 0{,}15$ *см* для остальных шпонок, а значение $[T_{cs}]$ — допускаемое усилие на связь — по Н и ТУ.

Таблица 2

Значения $\gamma = \frac{\pi^2 E\,[\delta_{cd}]}{[T_{cd}]}$ для поперечного изгиба

Тип связи	γ
Гвозди	$\frac{2\,300}{cd}$
Нагели из круглого железа	$\frac{5\,000}{cd}$
Дубовые пластинчатые нагели (пластинки Деревягина)	$\frac{2\,500}{\delta_{пл} b}$
Зубчато-кольцевые шпонки	$\frac{650}{d}$
Дубовые поперечные шпонки	$\frac{3\,000}{h_{ср} b}$
Дубовые продольные шпонки	$\frac{2\,000}{h_{ср} b}$

Примечание

c — толщина элемента в *см*; при $c > 7d$ принимается $c = 7d$;
d — диаметр гвоздей, нагелей, зубчато-кольцевых шпонок в *см*;
$\delta_{пл}$ — толщина пластинчатых нагелей в *см*;
b — ширина поперечного сечения стержня в *см*;
$h_{ср}$ — глубина врезки шпонки в брус в *см*.

В. Конструктивный строительный подъем

Составным балкам на податливых связях при их изготовлении обязательно придается конструктивный строительный подъем, т. е предварительный выгиб в сторону, обратную прогибу от расчетной нагрузки[1]. Строительный подъем предотвращает провисание балок; величина его назначается обычно из условия, чтобы ось балки под расчетной нагрузкой была прямолинейной.

Величина строительного подъема определяется следующим образом.

Обозначим прогиб составной свободно лежащей на опорах балки на податливых связях через f, а величину строительного подъема — через $f_{стр}$. Для придания балке строительного подъема нагрузим ее еще до постановки связей нагрузкой $q_{стр}$, обратной (по направлению) расчетной нагрузке.

В этом положении ставим связи. Затем снимаем нагрузку $q_{стр}$. Снятие нагрузки $q_{стр}$ вполне эквивалентно нагружению балки нагрузкой $q_{стр}$ обратного знака. Действительно, возьмем, например, простую цельную балку, нагрузим ее нагрузкой, действующей снизу вверх, и добавим затем обратную нагрузку той же интенсивности. В результате балка окажется в состоянии отсутствия нагрузки, напряжений и прогибов.

То же происходит и в случае составной балки, с той только разницей, что, прикладывая к составной балке нагрузку $q_{стр}$, действующую снизу вверх, мы нагружаем ее при отсутствии связей, а снимая нагрузку $q_{стр}$, т. е. нагружая ее нагрузкой $q_{стр}$ обратного направления, мы разгружаем балку с уже поставленными связями[2]. Вследствие этого в балке останутся определенные напряжения и деформации.

---

[1] Балкам, подверженным знакопеременному загружению, строительный подъем не придается.

[2] Именно таким образом придается строительный подъем составным балкам при их изготовлении (см. стр. 57 и 63).

Можно написать два условия для определения нагрузки $q_{стр}$:

1. Нагружение составной балки без связей

$$q_{стр} = f_{стр}\eta \Sigma J_1,$$

где η — коэфициент, зависящий от схемы загружения.

Например для равномерно распределенной нагрузки

$$\eta = \frac{384}{5} \cdot \frac{E}{l^4}.$$

2. Снятие нагрузки $q_{стр}$, т. е. нагружение балки с уже поставленными связями нагрузкой $q_{стр}$ обратного знака

$$q_{стр} = \Delta f \eta \psi J_ц,$$

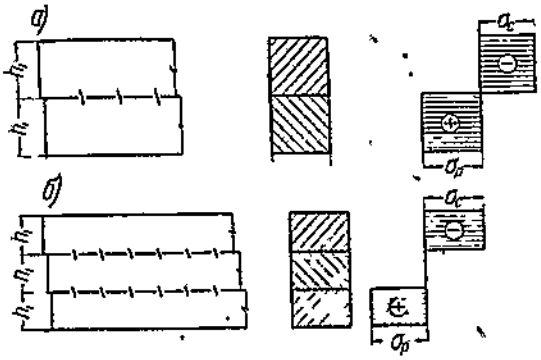


Рис. 7. Эпюра напряжений в составной балке с конструктивным строительным подъемом в стадии расчетного загружения

где Δf — прогиб балки от нагрузки $q_{стр}$;

$\psi J_ц$ — расчетный момент инерции балки на податливых связях.

Так как конструктивный строительный подъем определяется из условия, чтобы балка под расчетной нагрузкой была прямолинейна, то

$$f_{стр} - \Delta f - f = 0,$$

или

$$\Delta f = f_{стр} - f;$$

следовательно:

$$q_{стр} = (f_{стр} - f)\eta\psi J_ц.$$

Исключив из двух уравнений $q_{стр}$, получим:

$$f_{стр} = \frac{f}{1 - \frac{1}{\psi} \cdot \frac{\Sigma J_1}{J_ц}} = \frac{f}{1 - \frac{f}{f_ц}\frac{\Sigma J_1}{J_ц}} = \frac{f}{1 - \frac{f}{f_ц}\alpha}, \qquad (11-4)$$

где $f_ц$ — прогиб под расчетной нагрузкой цельной балки того же сечения.

Какие же напряжения возникнут в составной балке с конструктивным строительным подъемом, нагруженной расчетной нагрузкой?

Так как ось балки под расчетной нагрузкой прямолинейна, то нормальные напряжения σ в каждом из брусков распределены равномерно по его сечению (нет прогибов — нет изгиба) (рис. 7). Величину σ получим, приравнивая момент внутренних сил внешнему моменту M.

Для балки из двух брусьев:

$$(bh_1\sigma)\, h_1 = M \quad \text{и} \quad \sigma = \frac{M}{bh_1^2}.$$

Для балки из трех брусьев:

$$(bh_1\sigma)\, 2h_1 = M \quad \text{и} \quad \sigma = \frac{M}{2bh_1^2}.$$

Определим несущую способность балок под расчетной нагрузкой при наличии строительного подъема.

Для балки из двух брусьев:

$$W = \frac{M}{\sigma} = bh_1^2 = Fh_1,$$

где F — площадь сечения одного бруса.

Для цельной балки того же сечения:

$$W_ц = \frac{b(2h_1)^2}{6} = \frac{2}{3} bh_1^2 = \frac{2}{3} Fh_1.$$

Следовательно:

$$W = W_ц \cdot 1{,}5.$$

Для балки из трех брусьев получим аналогично:

$$W = 1{,}33\, W_ц.$$

Итак, в расчетной стадии работы несущая способность у составной балки, которой был придан строительный подъем, больше, чем у соответствующей балки цельного сечения в 1,5 раза для балок из двух брусьев и в 1,33 раза для балок из трех брусьев.

Было бы, однако, неверным увеличение несущей способности, полученное теоретически для расчетной нагрузки, автоматически переносить и на стадию разрушения.

По мере увеличения нагрузки влияние начальных напряжений от выгиба балки по сравнению с возрастающими напряжениями от нагрузки становится все меньше. Пластичность древесины и сопряжений и затухание начальных напряжений с течением времени тоже приводят к уменьшению этого влияния.

Опыты показывают, что составные брусчатые балки[1], выполненные с конструктивным строительным подъемом и без него, имеют примерно одинаковый коэфициент запаса прочности, близкий к коэфициенту запаса таких же монолитных (клееных) балок.

Таким образом конструктивный строительный подъем фактически не увеличивает несущей способности балок, и должен рассматриваться как мера, обязательная лишь для предупреждения провисания балок.

В балках, работающих на знакопеременную нагрузку, устройство конструктивного строительного подъема бесцельно.

Конструктивный строительный подъем вызывает в связях составной балки усилия еще до приложения расчетной нагрузки; под действием расчетной нагрузки связи могут оказаться перегруженными. Найдем величину этой перегрузки.

1. Балка из двух брусьев; нагрузка равномерно распределенная.

Согласно эпюре нормальных напряжений (рис. 7, *а*) сумма сдвигающих усилий на полупролете балки, равная нормальной силе, сжимающей верхний брус (и соответственно растягивающей нижний брус), будет:

$$T_0^{l/2} = \frac{M}{h_1}.$$

Для цельной балки того же геометрического сечения:

$$(T_0^{l/2})_ц = \frac{MS}{J_ц} = \frac{3}{4} \frac{M}{h_1}.$$

Отсюда:

$$T_0^{l/2} : (T_0^{l/2})_ц = \frac{M}{h_1} : \frac{3}{4} \frac{M}{h_1} = \frac{4}{3} = 1{,}33,$$

что соответствует дополнительной нагрузке связей на 33%.

2. Балка из трех брусьев (рис. 7, *б*).

При наличии строительного подъема имеем:

$$T_0^{l/2} = \frac{M}{2h_1}.$$

[1] Опыты проводились для балок на пластинчатых нагелях. См. [13].

Для монолитной балки того же сечения:

$$(T_0^{1/2})_u = \frac{4}{9}\frac{M}{h_1}.$$

Отсюда:

$$T_0^{1/2} : (T_0^{1/2})_u = \frac{1}{2}\frac{M}{h_1} : \frac{4}{9}\frac{M}{h_1} = \frac{9}{8} = 1{,}13.$$

В балке из трех брусьев перегрузка связей незначительна — 13%. Как показатели испытания, перегрузка до 33% может быть допущена, так как это не отражается на коэфициенте запаса прочности балки.

§ 5. РАСЧЕТ СОСТАВНЫХ БАЛОК НА ПОПЕРЕЧНЫЙ ИЗГИБ по Н и ТУ

При расчете на поперечный изгиб балок составного сечения требуется:
1) проверить нормальные напряжения от изгиба балки;
2) рассчитать связи, поставленные в швах составной балки;
3) подсчитать прогиб балки и, определив его, вычислить строительный подъем.

Укажем на упрощения в этих расчетах, вводимые Н и ТУ, не касаясь всех деталей, которые будут изложены при описании каждого типа составной балки в отдельности.

А. Поверка напряжений

Влияние податливости связей при поверке напряжений учитывается умножением момента сопротивления W_u балки цельного сечения на специальный коэфициент k_w [см. формулу (8—4)].

В действующих Н и ТУ независимо от типа связей приняты следующие значения k_w:

для балки из двух брусьев $k_w = 0{,}9$
» » » трех » $k_w = 0{,}8$

В соответствии с этими значениями k_w получаем формулы для поверки напряжений:

а) балки из двух брусьев:

$$\sigma = \frac{M}{0{,}9\,W_u} \leqslant [\sigma_u]; \qquad (1-5)$$

б) балки из трех брусьев:

$$\sigma = \frac{M}{0{,}8\,W_u} \leqslant [\sigma_u]. \qquad (2-5)$$

Наличие ослаблений учитывается при вычислении W_u обычным образом.

Б. Расчет связей

Вследствие податливости связей распределение усилий в связях по длине балки не следует эпюре поперечных сил. Эпюру изменения усилий в податливых связях по длине балки можно приближенно представить в виде косинусоиды (рис. 3).

При расчете связей должны быть соблюдены два условия: во-первых, количество связей, равномерно расставленных по пролету балки, должно быть достаточным для восприятия суммы сдвигающих усилий $T_0^{1/2} = \frac{MS}{J_u}$ на полупролете балки; во-вторых, связи, поставленные у опорных сечений балки, не должны быть перегружены.

Для удовлетворения первого условия количество связей на полупролете балки должно быть:

$$n'_{cs} = \frac{MS}{J_u [T_{cs}]},$$

где $[T_{cs}]$ — допускаемое усилие на связь.

Связи у опор балки при этом окажутся перегруженными.

На рис. 8 изображена треугольная эпюра ABC усилий в абсолютно жестких связях при равномерно распределенной нагрузке. Усилие в связи на опоре изобразится ординатой AD прямоугольника $ADEC$, соответствующего равномерной расстановке связей в количестве $n'_{св}$. Ордината AD вдвое меньше ординаты AB, так как площади фигур ABC и $ADEC$ равны (каждая из этих площадей равна сумме сдвигающих усилий на полупролете балки). Таким образом количество связей недостаточно: на опоре получается недопустимая (100%-ная) перегрузка.

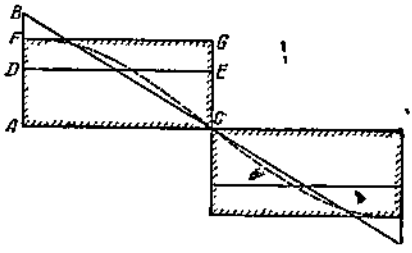


Рис. 8. Расчетная эпюра усилий в связях

Действительная перегрузка будет меньше, так как вследствие податливости связей распределение усилий в связях по длине балки соответствует кривой FC с ординатой на опоре AF меньшей, чем ордината AB, но все же бо́льшей, чем ордината AD.

Для удовлетворения второго условия, т. е. отсутствия перегрузки связей у опор, количество фактически поставленных связей $n'_{св}$ на полупролете балки должно согласно Н и ТУ соответствовать прямоугольнику $AFGC$, площадь которого в полтора раза больше площади $ADEC$:

$$n'_{св} = 1{,}5\,\frac{MS}{J[T_{св}]}. \qquad (3-5)$$

Площадь косинусоиды $AFC = \int_0^{l/2} AF\cos\frac{\pi x}{l}dx = AF\,\frac{l}{\pi}$;

площадь прямоугольника $AFGC = AF\,\frac{l}{2} \approx 1{,}5$ площади AFC.

В. Прогиб и конструктивный строительный подъем

Прогиб составной балки равен:

$$f = f_ц\,\frac{1+B}{1+\alpha B} = f_ц \cdot \frac{1}{\psi},$$

где

$$\psi = \frac{1+\alpha B}{1+B}.$$

Н и ТУ независимо от типа связей, соединяющих отдельные брусья балки, дают одно приближенное значение коэфициента жесткости $\psi = 0{,}7$ при условии, чтобы поставленные связи полностью восприняли расчетные сдвигающие усилия в швах балки.

В соответствии с этим при вычислении прогиба составной балки вводится расчетный момент инерции

$$J = J_ц \cdot 0{,}7 \qquad (4-5)$$

и

$$f = f_ц \cdot \frac{1}{0{,}7} = 1{,}43\,f_ц.$$

Конструктивный строительный подъем [формула (11—4)]:

$$f_{стр} = \frac{f}{1-\frac{f}{f_ц}\alpha} = f_ц\,\frac{1{,}43}{1-1{,}43\alpha}.$$

Для балок из двух брусьев $\alpha = \frac{1}{4}$; следовательно:

$$f_{стр} = f_ц\,\frac{1{,}43}{1-\frac{1{,}43}{4}} = 2{,}23\,f_ц.$$

Для балки из трех брусьев $\alpha=\frac{1}{9}$;

$$f_{стр}=f_ц\frac{1{,}43}{1-\frac{1{,}43}{9}}=1{,}7\,f_ц.$$

В среднем $f_{стр}=1{,}97\,f_ц$.

Выражая $f_{стр}$ через f, получим:

$$f_{стр}=\frac{1{,}97}{1{,}43}f=1{,}40f.$$

Действующими Н и ТУ принимается:

$$f_{стр}=1{,}5f, \qquad (5-5)$$

где f вычисляется при моменте инерции сечения балки $J=0{,}7\,J_ц$.

§ 6. ПРОДОЛЬНЫЙ ИЗГИБ СОСТАВНЫХ СТЕРЖНЕЙ НА ПОДАТЛИВЫХ СВЯЗЯХ

А. Расчет по приближенному способу

При расчете на продольный изгиб центрально сжатых составных стержней можно пользоваться обычным коэфициентом продольного изгиба φ, вводя при этом расчетный момент инерции стержня с учетом податливости связей $J=\psi J_ц$.

Так как коэфициенты φ даются в функции гибкости, то при расчете удобно учесть податливость связей введением приведенной гибкости стержня, определяемой по расчетному моменту инерции:

$$\lambda=\frac{l_0}{r}=\frac{l_0}{\sqrt{\frac{\psi J_ц}{F}}}=\frac{l_0}{\sqrt{\frac{J_ц}{F}}\sqrt{\psi}}=\lambda_ц\frac{1}{\sqrt{\psi}}$$

или

$$\lambda=\lambda_ц\mu_0, \qquad (1-6)$$

где

$$\mu_0=\frac{1}{\sqrt{\psi}} \qquad (2-6)$$

называется коэфициентом приведения гибкости.

Можно показать, что этот способ расчета будет справедлив, если изогнутую ось составного стержня в момент потери устойчивости принять за синусоиду; такое допущение достаточно точно для целей практики.

Значения коэфициента ψ, необходимые для определения μ_0, можно с достаточной точностью взять из ранее рассмотренного поперечного изгиба составных стержней на податливых связях, учитывая, однако, что экспериментальный коэфициент $\gamma=\frac{\pi^2E[\delta_{cs}]}{[T_{cs}]}$ будет иметь в случае продольного изгиба другое (меньшее) значение. Теоретически, пока стержень прямолинеен, связи остаются ненагруженными; однако вследствие неизбежности небольших начальных искривлений и эксцентриситетов из-за перегрузки отдельных ветвей, неточности в производстве работ и т. д., небольшие сдвиги связей могут иметь место уже с самого начала загружения стержня.

Стержни-пакеты (стержни, все ветви которых воспринимают нормальную силу) (рис. 9, *а*)

$$\psi=\frac{1+\alpha B}{1+B}\,;\ \mu_0=\sqrt{\frac{1+B}{1+\alpha B}}. \qquad (3-6)$$

1) Если число связей m_{cs} бесконечно велико (стержень цельного сечения), то $B=0$ и $\mu_0=1$; следовательно:

$$\lambda=\lambda_ц;\ \ \psi=1\ \ \text{и}\ \ N_{кр}=\frac{\pi^2EJ_ц}{l^2}.$$

2) Если $m_{св}=0$ (связей совсем нет), то

$$B=\infty;\quad \psi=\frac{1+\alpha B}{1+B}=\frac{\frac{1}{B}+\alpha}{\frac{1}{B}+1}=\alpha,$$

но $\alpha=\frac{\Sigma J_1}{J_ц}$: следовательно:

$$N_{кр}=\frac{\pi^2 E\,\Sigma J_1}{l^2},$$

т. е. в этом случае учитывается только несущая способность отдельных ветвей.

Таким образом и для крайних значений $m_{св}$ метод дает верное определение $N_{кр}$.

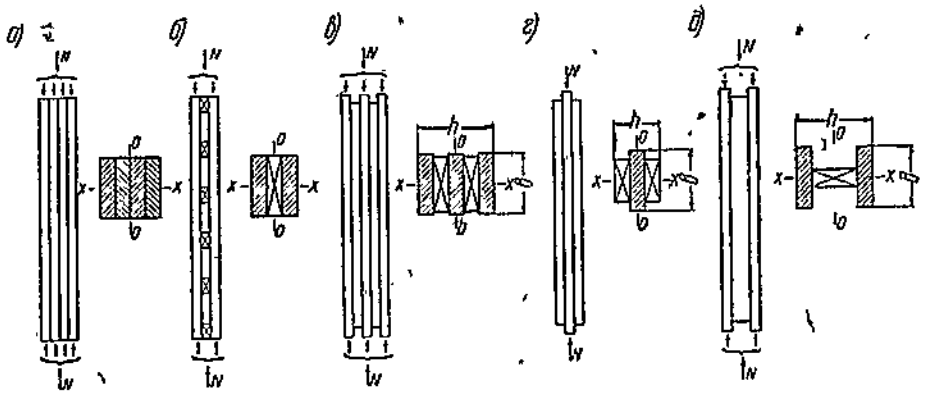


Рис. 9

Стержни с короткими прокладками (рис. 9, *б*)

$$\psi=\frac{1+\alpha B}{1+B+\frac{0{,}83}{\alpha n_{пр}^2}};\quad \mu_0=\frac{1}{\sqrt{\psi}}=\sqrt{\frac{1+B+\frac{0{,}83}{\alpha n_{пр}^2}}{1+\alpha B}}. \qquad (4-6)$$

1) Если число прокладок $n_{пр}$ бесконечно велико, формула для μ_0 переходит в предыдущую.

2) Если число связей, соединяющих каждую прокладку с ветвями стержня, бесконечно велико, т. е. $m_{св}=\infty$ и, следовательно, $B=0$, то:

$$\psi=\frac{1}{1+\frac{0{,}83}{\alpha n_{пр}^2}};\quad \mu_0=\sqrt{1+\frac{0{,}83}{\alpha n_{пр}^2}};\quad \lambda=\lambda_ц\sqrt{1+\frac{0{,}83}{\alpha n_{пр}^2}}=\sqrt{\lambda_ц^2+\lambda_ц^2\frac{0{,}83}{\alpha n_{пр}^2}}.$$

При равных сечениях ветвей

$$\alpha n_{пр}^2=\frac{\lambda_ц^2}{\lambda_1^2}\ \text{(см. стр. 42)},$$

где λ_1 — гибкость отдельной ветви, вычисленная по длине ветви на расстоянии между центрами прокладок; следовательно:

$$\lambda=\sqrt{\lambda_ц^2+0{,}83\lambda_1^2};$$

округляя в запас 0,83 до 1, получим $\lambda=\sqrt{\lambda_ц^2+\lambda_1^2}$ — известную формулу, применяемую при расчете металлических конструкций для стержней с планками, жестко соединенными с ветвями.

3. Если число связей, соединяющих каждую прокладку с ветвями, равно $m_{св}=0$, то $B=\infty$ и

$$\psi=\frac{\frac{1}{B}+\alpha}{\frac{1}{B}+1+\frac{0{,}83}{\alpha n_{пр}^2 B}}=\alpha.$$

В этом случае в расчет принимается только несущая способность отдельных ветвей.

Таким образом и для стержней с короткими прокладками краевые условия полностью удовлетворяются.

Коэфициент γ, необходимый для вычисления B, берется из табл. 3—графа «Центральное сжатие».

Б. Расчет по Н и ТУ

Н и ТУ дают для μ_0 другое выражение, полученное путем ряда упрощений и замены некоторых переменных величин средними постоянными значениями из формул приближенного способа (3—6) и (4—6).

1. Стержни-пакеты (рис. 9, *а*)

$$\mu_0=\sqrt{\frac{1+B}{1+\alpha B}}=\sqrt{1+\frac{1+B}{1+\alpha B}-1}=\sqrt{1+B\frac{1-\alpha}{1+\alpha B}}.$$

Величина $B\frac{1-\alpha}{1+\alpha B}$ в Н и ТУ приближенно заменена выражением $k_c\frac{hn_ш[n_{св}]}{l_0^2 n_{св}}$ и, следовательно:

$$\mu_0=\sqrt{1+k_c\frac{hn_ш[n_{св}]}{l_0^2 n_{св}}}, \qquad (5-6)$$

где k_c — коэфициент из табл. 3;

h — размер поперечного сечения стержня в плоскости изгиба в *см*;

$n_ш$ — расчетное количество швов между элементами;

l_0 — расчетная длина стержня в *м*;

$n_{св}$ — расчетное количество «срезов» связей в одном шве на 1 *м* длины стержня (среднее из значений $n_{св}$ для отдельных швов);

$[n_{св}]$ — нормальное количество связей в каждом шве на 1 *м* длины стержня согласно табл. 3.

Таблица 3

Вид связей	$\gamma=\frac{\pi^2 E[\delta_{св}]}{[T_{св}]}$		$[n_{св}]$	k_c	
	Центр. сжатие	Сжатие с изгибом		Центр. сжатие	Сжатие с изгибом
Гвозди	$\frac{700}{cd}$	$\frac{1\,400}{cd}$	$\frac{b}{5d^2}$	0,5	1,0
Нагели из круглого железа	$\frac{2500}{cd}$	$\frac{4\,000}{cd}$	$\frac{b}{d^2}$	0,5	1,0
Дубовые цилиндрические нагели	$\frac{700}{d}$	$\frac{1\,000}{d}$	$\frac{b}{2d}$	1,4	2,0
Дубовые пластинчатые нагели	—	$\frac{1\,400}{\delta_{пл}b}$	$\frac{5}{\delta_{пл}}$	—	0,3
Зубчато-кольцевые шпонки	$\frac{200}{d}$	$\frac{400}{d}$	$\frac{b}{d}$	0,2	0,4

В табл. 3 приняты следующие обозначения:

b — полная ширина поперечного сечения стержня в *см*;

d — диаметр гвоздя, нагеля или шпонки в *см*;

$\delta_{пл}$ — толщина пластинчатого нагеля в *см*.

Диаметр нагелей из круглого железа не должен превышать при этом $^1/_4$ толщины наиболее тонкого из соединяемых элементов. Защемление конца гвоздя в последнем элементе должно быть не менее $4d_{гв}$.

Если диаметр нагеля превышает указанную величину, то в расчет вводится условный диаметр нагеля, равный $^1/_4$ толщины наиболее тонкого из соединяемых элементов. При толщине элементов, соединяемых на нагелях из круглого железа, не менее $8d_н$ нормальное количество связей может приниматься равным $[n_{св}] = \frac{b}{1{,}5d_н^2}$. Для промежуточных толщин элементов от $8d_н$ до $4d_н$ значение $[n_{св}]$ определяется интерполированием. Гвозди, имеющие защемление конца менее $4d_{гв}$, в расчете не учитываются.

Связи расставляются, как правило, равномерно по всей длине стержня. В прямолинейных стержнях сквозных конструкций разрешается в средних четвертях длины стержней ставить связи в половинном количестве, вводя в расчет интенсивность расстановки их в крайних четвертях.

Нормальное (минимальное) количество связей $[n_{св}]$ введено в формулу Н и ТУ для обеспечения достаточно малой нагрузки и малых сдвигов этих связей. Это вызвано неизбежностью появления не учитываемых в расчете изгибающих моментов, возникающих из-за перегрузки отдельных ветвей, неточности центрирования и т. д.

Коэфициент k_c пропорционален величине $\gamma = \frac{\pi^2 E [\delta_{св}]}{[T_{св}]}$, определенной для каждого вида связей экспериментальным путем.

Приводим вкратце соображения, положенные в основу даваемой нормами [1] формулы для определения μ_0:

$$\mu_0 = \sqrt{1 + B\frac{1-\alpha}{1+\alpha B}}.$$

Обозначим $\frac{1-\alpha}{1+\alpha B}$ через k_B, тогда

$$\mu_0 = \sqrt{1 + k_B B}. \qquad (6—6)$$

Коэфициент податливости шва

$$B = \frac{\pi^2 ES [\delta_{св}]}{e l m_{св} [T_{св}]}$$

напишем для шва, ближайшего к нейтральной оси, причем величину e для рассматриваемого шва заменим приближенным значением:

$$e = \frac{e_{max}}{n_ш},$$

где e_{max} — расстояние между центрами тяжести крайних ветвей;

$n_ш$ — количество активных швов.

$$B = \frac{\pi^2 E S_{max} [\delta_{св}] n_ш}{e_{max} l m_{св} [T_{св}]}.$$

Если нормальное количество связей на единицу длины стержня обозначить через $[n_{св}]$, то можно написать:

$$B = \frac{\pi^2 E S_{max} [\delta_{св}] n_ш [n_{св}] l}{e_{max} l^2 [n_{св}] [T_{св}] m_{св}}.$$

Обозначим:

$$\frac{\pi^2 E [\delta_{св}]}{[T_{св}] [n_{св}]} = \frac{\gamma}{[n_{св}]} = A.$$

[1] См. [86].

Фактическое количество связей на единицу длины стержня примем $n_{cв} = \frac{m_{cв}}{l}$, тогда:

$$B = A\frac{S_{max} n_{ш}}{e_{max} l^2} \cdot \frac{[n_{cв}]}{n_{cв}}. \qquad (7-6)$$

Величину $k_B = \frac{1-\alpha}{1+\alpha B}$ умножим и разделим на $\frac{S_{max}}{e_{max} h}$, где h — полная высота стержня в плоскости изгиба:

$$k_B = \left(k_B \frac{S_{max}}{e_{max} h}\right) \frac{e_{max} h}{S_{max}}.$$

Подсчеты, произведенные для наиболее распространенных типов составных деревянных стержней, показывают, что величина $k_B \frac{S_{max}}{e_{max} h}$ меняется сравнительно незначительно и может быть принята в среднем равной $0{,}1b$, где b — ширина стержня. Следовательно:

$$k_B \doteq 0{,}1\, b \frac{e_{max} h}{S_{max}}.$$

Подставив полученное выражение k_B в формулу (6 — 6) и заменив B его выражением из формулы (7 — 6), получим:

$$\mu_0 = \sqrt{1 + 0{,}1\, Ab \frac{S_{max} n_{ш}}{e_{max} l^2} \cdot \frac{[n_{cв}]}{n_{cв}} \cdot \frac{e_{max} h}{S_{max}}} = \sqrt{1 + 0{,}1\, Ab \frac{h n_{ш} [n_{cв}]}{l^2 n_{cв}}}.$$

Обозначив $\frac{0{,}1\, Ab}{100^2}$ через k_c и беря длину l в метрах, получим формулу Н и ТУ:

$$\mu_0 = \sqrt{1 + k_c \frac{h n_{ш} [n_{cв}]}{l^2 n_{cв}}}.$$

Для практического пользования этой формулой надо знать $[n_{cв}]$ — нормальное количество связей на единицу длины стержня, а также величину

$$k_c = \frac{0{,}1 Ab}{100^2} = \frac{\gamma}{[n_{cв}]} \cdot \frac{0{,}1\, b}{100^2}.$$

Для гвоздей (наиболее распространенный тип сопряжений в составных стержнях) примем минимальную их расстановку через $50d$ по длине стержня и через $10d$ по его ширине b. Тогда при толщине элементов стержня $c = 7d$ (при этом соотношении $[T_{cв}] = 300d^2$) получим:

$$\text{нормальное количество связей } n_{cв} = \frac{в \cdot 1}{50d \cdot 10d} = \frac{b}{500d^2};$$

$$k_c = \frac{\gamma}{[n_{cв}]} \cdot \frac{0{,}1\, b}{100^2} = \frac{700 \cdot 0{,}1b \cdot 500d^2}{7d^2 \cdot 100^2 \cdot b} = 0{,}5$$

(здесь $\gamma = \frac{700}{cd}$ взято из табл. 3).

Аналогичным образом назначены $[n_{cв}]$ и подсчитаны значения k_c для других типов сопряжений, данных в табл. 3.

Выражение для μ_0, даваемое Н и ТУ, является приближенным значением более точных выражений коэфициента приведения гибкости. Естественно, что общность выражения для μ_0 от этого пострадала. Так, например, при $n_{cв} = 0$ получаем $\mu_0 = \infty$ и $\lambda = \infty$; следовательно, $N_{кр} = 0$; между тем в действительности для этого случая должна учитываться несущая способность отдельных ветвей.

Поэтому для случая, когда количество связей меньше нормального, Н и ТУ предписывают определять расчетную гибкость по формуле:

$$\lambda = \frac{l_0}{\sqrt{\frac{\Sigma J_1}{\Sigma F_1}}}, \qquad (8-6)$$

где l_0 — расчетная длина стержня;

ΣJ_1 — сумма моментов инерции отдельных ветвей сечения относительно собственных осей, параллельных оси изгиба;

ΣF_1 — расчетная площадь поперечного сечения стержня.

В частности, при одинаковых размерах ветвей (досок, брусьев)

$$\lambda = \frac{l_0}{\sqrt{\frac{J_1}{F_1}}} = \frac{l_0}{r_1},$$

По этой же формуле, согласно Н и ТУ, определяется расчетная гибкость составных стержней малой длины в тех случаях, когда постановка связей не дает уменьшения расчетной гибкости.

Это указание Н и ТУ, явившееся следствием неточности выражения μ_0, принятого в нормах, необходимо по следующим соображениям.

При расчете составных стержней малой длины по формуле Н и ТУ в отдельных случаях может получиться, что постановка связей «ухудшает» работу стержня, а именно: гибкость всего стержня в целом, с учетом поставленных связей, получается большей, чем гибкость отдельной ветви, чего по существу не может быть.

Возьмем, например, стержень длиной $l=1$ *м*, сечением из двух досок 20×5 *см*. Стержень сбит гвоздями $d=5$ *мм*, $l=100$ *мм*. Количество гвоздей на метр длины стержня примем:

$$n_{св} = [n_{св}] = \frac{b^2}{5d^2} = \frac{20}{5 \cdot 0{,}5^2} = 16;$$

$$\mu_0 = \sqrt{1 + 0{,}5 \cdot \frac{10 \cdot 1 \cdot 16}{1^2 \cdot 16}} = 2{,}45.$$

Гибкость стержня как монолитного: $\lambda_ц = \frac{100}{0{,}289 \cdot 10} = 35$. Гибкость ветви, если связей совсем нет: $\lambda_1 = 70$. Приведенная гибкость $\lambda = \lambda_ц \mu_0 = 35 \cdot 2{,}45 = 86 > 70$.

Таким образом постановка связей якобы «ухудшила» работу стержня, дав приведенную гибкость большей, чем гибкость отдельной ветви при полном отсутствии связей.

Подсчитаем тот же пример по точной формуле. Коэфициент податливости шва равен

$$B = \gamma \frac{S}{elm_{св}} i;$$

$$\gamma = \frac{700}{cd}; \quad \frac{c}{d} = \frac{5}{0{,}5} = 10 > 7.$$

Расчетное c равно $7d = 7 \cdot 0{,}5 = 3{,}5$; $\gamma = \frac{700}{3{,}5 \cdot 0{,}5} = 400$;

$$B = 400 \cdot \frac{(5 \cdot 20) \cdot 2{,}5}{5 \cdot 100 \cdot 16} = 12{,}5; \qquad a = \frac{\Sigma J_1}{J_y} = \frac{1}{4};$$

$$\mu_0 = \sqrt{\frac{1+B}{1+aB}} = \sqrt{\frac{1+12{,}5}{1+\frac{12{,}5}{4}}} = 1{,}82.$$

Приведенная гибкость: $\lambda = 35 \cdot 1{,}82 = 63{,}6 < 70$, т. е. постановка связей улучшила работу стержня, так как его приведенная гибкость получилась меньше, чем гибкость отдельной ветви.

Гибкость стержней-пакетов при расчете их относительно оси, перпендикулярной швам, определяется, как для стержней цельного сечения.

2. Стержни с короткими прокладками (рис. 9,*б*)

Для стержней с короткими прокладками коэфициент приведения гибкости μ_0 (4—6) имеет под корнем, по сравнению с рассмотренным случаем, добавочное слагаемое $\frac{0{,}83}{an^2_{пр}} \cdot \frac{1}{1+aB}$. Действующие Н и ТУ приближенно принимают $\frac{1}{1+aB} \approx 1$ при одновременном округлении от 0,83 до 1.

Оставшееся добавочное слагаемое $\frac{1}{an^2_{пр}}$ может быть выражено через гибкость всего стержня $\lambda_ц$ и гибкость отдельной ветви λ_1, вычисленную по длине ветви на расстоянии между центрами прокладок: $\frac{1}{an^2_{пр}} = \frac{\lambda_1^2}{\lambda_ц^2}$; следовательно:

$$\mu_0 = \sqrt{1 + B\frac{1-a}{1+aB} + \frac{\lambda_1^2}{\lambda_ц^2}}.$$

Преобразуем $\frac{1}{\alpha n_{np}^2}$ следующим образом. Обозначим расстояние между центрами прокладок через l_1; тогда $n_{np}=\frac{l}{l_1}$; $n_{np}^2=\frac{l^2}{l_1^2}$. Выражая длины l и l_1 через гибкости, получим:

$$n_{np}^2=\frac{\lambda_y^2 r^2}{\lambda_1^2 r_1^2},$$

где r и r_1—радиусы инерции сечения стержня и его ветви.

Далее $r^2=\frac{J_y}{F}$ и $r_1^2=\frac{J_1}{F_1}$; следовательно:

$$n_{np}^2=\frac{\lambda_y^2\cdot\frac{J_y}{F}}{\lambda_1^2\cdot\frac{J_1}{F_1}}.$$

Так как $\alpha=\frac{\Sigma J_1}{J_y}$, то

$$n_{np}^2\alpha=\frac{\lambda_y^2 J_y F_1}{\lambda_1^2 J_1 F}\cdot\frac{\Sigma J_1}{J_y}.$$

При равных сечениях ветвей $\frac{F_1}{F}=\frac{J_1}{\Sigma J_1}$; следовательно:

$$n_{np}^2\alpha=\frac{\lambda_y^2}{\lambda_1^2}.$$

Величина $1+B\frac{1-\alpha_1}{1+\alpha B}$ и в этом случае, как показывают сравнительные подсчеты, может быть приближенно заменена величиной:

$$1+k_c\frac{hn_w[n_{cs}]}{l_0^2 n_{cs}}.$$

Приведенная гибкость равна:

$$\lambda=\lambda_y\sqrt{\left(1+k_c\frac{hn_w[n_{cs}]}{l_0^2 n_{cs}}\right)+\frac{\lambda_1^2}{\lambda_y^2}}=\sqrt{(\lambda_y\mu_0)^2+\lambda_1^2}. \qquad (9-6)$$

В случае, если ветви составного стержня сами составлены из отдельных элементов, скрепленных податливыми связями, величина λ_1^2 вычисляется как приведенная гибкость ветви по формуле:

$$\lambda_1=\mu_1(\lambda_1)_y.$$

В общем случае, следовательно, приведенная гибкость будет:

$$\lambda=\sqrt{(\lambda_y\mu_0)^2+(\lambda_1\mu_1)^2}. \qquad (10-6)$$

Согласно формуле (10—6) приведенная гибкость λ всего стержня всегда больше гибкости отдельной ветви λ_1, т. е. устойчивость ветви обеспечивается автоматически (выпучивание ветви стержня может произойти только в том случае, когда гибкость ее больше приведенной гибкости всего стержня).

Для стержней с короткими прокладками фактическое количество связей разрешается уменьшить до 0,5 $[n_{cs}]$.

Если же количество фактически поставленных связей меньше 0,5 $[n_{cs}]$, то поставленные связи совершенно не учитываются и гибкость стержня определяется по гибкости отдельных ветвей [формула (8—6)].

Гибкость стержней с короткими прокладками при расчете их относительно оси, перпендикулярной швам, определяется, как для стержней цельного сечения, без учета прокладок.

3. Стержни, часть ветвей которых не оперта по концам

(Стержни со сплошными прокладками и накладками)

Сплошные накладки и прокладки, не доходящие до конца стержня и не воспринимающие непосредственно сжимающей силы, все же участвуют в общей работе стержня благодаря наличию связей, соединяющих их с опертыми ветвями. Расчет подобного рода стержней производится по тем же формулам, что и расчет стержней при опирании всех ветвей, с той только разницей, что при определении момента инерции учитываются все ветви стержня, а при определении площади и напряжения,—только опертые ветви. Испытания таких стержней подтверждают достаточную точность такого приближенного расчета.

На рис. 9, *в, г, д* приведены основные типы стержней со сплошными накладками и прокладками.

При расчете относительно оси $O-O$ радиус инерции определяется по моменту инерции всего сечения (с учетом формы поперечного сечения) и по площади F_{on} опертых ветвей. За высоту стержня h, входящую в выражение коэфициента приведения гибкости μ_0, принимается полная высота стержня в плоскости изгиба. Нормальное количество связей $[n_{cs}]$ определяется по ширине b опертой ветви.

Для стержней по рис. 9, *г* Н и ТУ разрешают число фактически поставленных связей $[n_{cs}]$ уменьшать до 0,5 $[n_{cs}]$, а для стержней по рис. 9, *д* — до 0,25 $[n_{cs}]$.

Поверка напряжения производится по площади опертых ветвей.

При расчете относительно оси, перпендикулярной швам (ось $X—X$), радиус инерции вычисляется по расчетному моменту инерции и по площади опертых ветвей.

Расчетный момент инерции равен:

$$J = J_{on} + 0{,}5\, J_{n\cdot o},$$

где J_{on} — момент инерции относительно оси $X-X$ опертых ветвей;

$J_{n\cdot o}$ — момент инерции относительно той же оси неопертых ветвей

Накладки и прокладки соединены с основными ветвями стержня при помощи податливых связей, и при изгибе всего стержня относительно оси $X—X$ их жесткость используется не полностью. Это учитывается приближенным коэфициентом 0,5. Поверка напряжения и в этом случае производится по площади опертых ветвей.

§ 7. СЖАТО-ИЗОГНУТЫЕ СОСТАВНЫЕ СТЕРЖНИ

Сжато-изогнутые составные стержни рассчитываются по тому же методу, что и стержни цельного сечения.

1. Поверка напряжения производится по формуле:

$$\sigma = \frac{N}{F_{нт}} + \frac{M}{W_{нт}\xi} \leqslant [\sigma_c].$$

Податливость связей учитывается при вычислении коэфициента

$$\xi = 1 - \frac{\lambda^2}{3\,100} \cdot \frac{\sigma_c}{[\sigma_c]}$$

введением приведенной гибкости стержня. При вычислении μ_0 коэфициент k_c берется из табл. 3 (графа «Сжатие с изгибом»).

Момент сопротивления W уменьшается введением коэфициента k_ψ, принимаемого приближенно таким же, как при поперечном изгибе:

при одном расчетном шве между элементами $k_\psi = 0{,}9$

» двух и более швах » » $k_\psi = 0{,}8$

2. Сдвигающие усилия в швах составного сжато-изогнутого стержня определяются с учетом возрастания момента и поперечной силы при прогибе стержня:

$$T = \frac{QS}{J\xi}.$$

Количество связей на половине расчетной длины стержня должно удовлетворять условию:

$$n_{cв} \geqslant 1{,}5\,\frac{MS}{J\xi\,[T_{cв}]}, \qquad (1-7)$$

где коэфициент ξ, учитывающий возрастание момента при прогибе стержня, такой же, как и в формуле поверки напряжения.

Таким образом количество связей в сжато-изогнутом стержне должно удовлетворять двум условиям: оно должно быть достаточным, во-первых, для удовлетворения уравнения поверки напряжения (от количества связей зависит коэфициент ξ) и, во-вторых,—для восприятия сдвигающих усилий.

В стержнях с короткими прокладками ветви стержня подвергаются местному изгибу на расстоянии между прокладками от действия поперечной силы $Q_{ср}$ (рис. 6). Таким образом ветви работают на одновременное воздействие сжатия с изгибом. Поверка напряжений в крайних ветвях производится по формуле сложного сопротивления:

$$\sigma = \frac{N}{F} + \frac{M}{W\xi} \leqslant [\sigma_a]\varphi_1, \qquad (2-7)$$

где φ_1 — коэфициент продольного изгиба отдельной ветви, а ξ определяется по приведенной гибкости всего стержня в целом. F и W в этом случае могут определяться по сечению стержня брутто, так как наличие небольших ослаблений мало влияет на устойчивость ветви.

* Согласно «Указаниям по проектированию и применению деревянных конструкций в условиях военного времени» коэфициент приведения гибкости μ_0 вычисляется по формуле:

$$\mu_0 = \sqrt{1 + k_c \frac{h n_ш}{l_0^2 n_c}}, \qquad (2'-7)$$

где k_c — коэфициент по табл. 4;
h — высота составного сечения в направлении изгиба в *см*;
$n_ш$ — расчетное количество швов;
l_0 — расчетная длина стержня в *м*;
n_c — количество срезов связей в одном шве на 1 *пог. м* составного стержня; при нескольких швах с различным количеством срезов связей берется их среднее значение;

Таблица 4

Вид связей	k_c	
	центральное сжатие	сжатие с изгибом
Гвозди	$\frac{b}{10d^2}$	$\frac{b}{5d^2}$
Нагели из круглой стали	$\frac{b}{3d^2}$	$\frac{b}{1{,}5d^2}$
Нагели дубовые цилиндрические	$\frac{b}{1{,}5d}$	$\frac{b}{d}$

b — полная ширина составного стержня в *см*;

d — диаметр гвоздя или нагеля, причем предельный диаметр нагеля из круглой стали принимается не более $^1/_4$ толщины наиболее тонкого из соединяемых элементов.

Формула для μ_0 (2'—7) отличается от формулы (5—6) отсутствием во втором члене подкоренного выражения величины $[n_c]$ — нормального количества связей, что потребовало соответственного изменения коэфициента k_c. Из сравнения табл. 3 и 4 видно, что коэфициент k_c табл. 4 равен произведению (с некоторыми округлениями) коэфициента k_c табл. 3 на величину $[n_c]$ той же таблицы. Однако требование о постановке в стержне минимального (нормального) количества связей $[n_c]$ в Указаниях отсутствует и, следовательно, согласно Указаниям в составном стержне может быть поставлено любое количество связей, в том числе и меньшее $[n_c]$. В этом отношении расчет по Указаниям больше соответствует расчету по приближенному способу. Других изменений в расчет составных стержней Указания не вносят*.

ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА

При расчете стержней составного сечения на продольный изгиб и определении приведенной гибкости по формуле:

$$\lambda = \lambda_ц \sqrt{1 + k_в \frac{l n_ш [n_{св}]}{l_0^2 n_{св}}} = \lambda_ц \mu_0$$

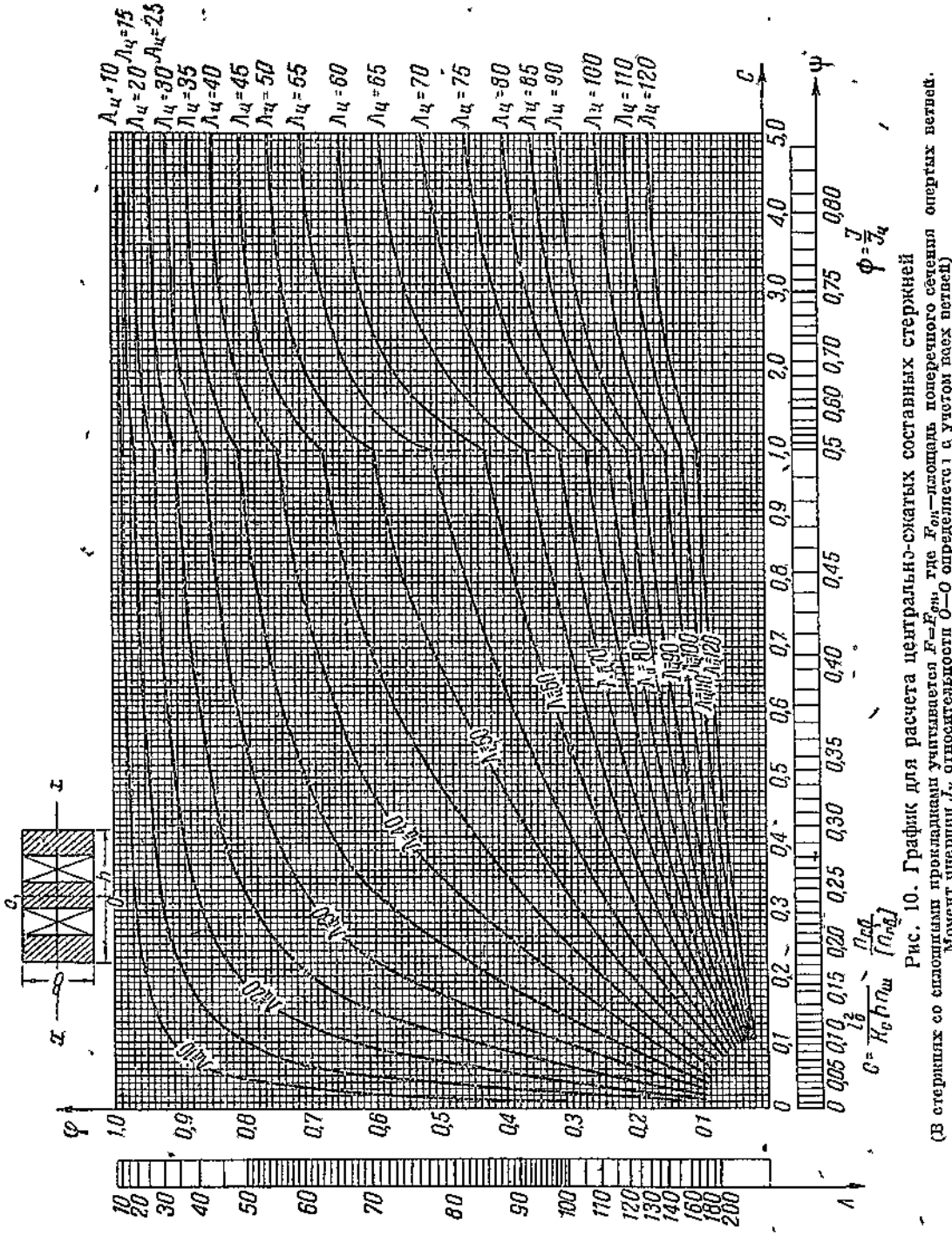


Рис. 10. График для расчета центрально-сжатых составных стержней
(В стержнях со сплошными прокладками учитывается $F=F_{ст}$, где $F_{ст}$—площадь поперечного сечения опертых ветвей. Момент инерции $J_ц$ относительно O—O определяется с учетом всех ветвей)

можно пользоваться графиком, представленным на рис. 10. По оси абсцисс графика отложена величина $C = \frac{l_0^2 n_{св}}{k_в l n_ш [n_{св}]}$, по оси ординат — значения φ. Параметром кри-

вых графика служит величина $\lambda_ц$. Помимо величины φ график дает также значения приведенной гибкости λ (вторая шкала по оси ординат) и коэфициента жесткости ψ (вторая шкала по оси абсцисс).

Кривые этого графика, облегчающие расчет, помогают вместе с тем проектировщику рационально назначать количество связей, указывая, в каких пределах увеличение количества связей эффективно (крутые участки кривых) и когда увеличение количества связей не дает заметного увеличения φ (пологие участки кривых).

Пример 1 (рис. 11). Спроектировать связи для сжатого стержня, шарнирно закрепленного по концам. Сечение стержня — три доски 5×20 *см*.

Сжимающая сила $N = 8\,500$ *кг* передается поровну всем доскам стержня. Длина стержня $l = 3{,}0$ *м*. Тип связей — гвозди $d_{гв} = 5$ *мм*, $l_{гв} = 150$ *мм*, $[\sigma_c] = 90$ *кг/см*^{2}.

В данном случае гибкость относительно оси $X-X$, очевидно, меньше, чем относительно оси $O-O$; поэтому расчет производим только относительно оси $O-O$.

А. Расчет относительно оси $O-O$

1. Задаемся нормальным количеством гвоздей (по табл. 3):

$$n_{гв} = [n_{св}] = \frac{b}{5d^2_{гв}} = \frac{20}{5 \cdot 0{,}5^2} = 16;$$

далее: $h = 15$ *см*; $n_ш = 2$; $k_c = 0{,}5$ (из табл. 3); $l_0 = 3$*м*; $\frac{[n_{св}]}{n_{св}} = 1$;

$$\mu_0 = \sqrt{1 + 0{,}5 \cdot \frac{15 \cdot 2}{3^2} \cdot 1} = \sqrt{1 + 1{,}67} = 1{,}63.$$

Гибкость соответственного стержня цельного сечения

$$\lambda_ц = \frac{300}{0{,}289 \cdot 15} = 69.$$

Приведенная гибкость $\lambda = \mu_0 = 69 \cdot 1{,}63 = 113$. По приведенной гибкости находим (по графику)

$$\varphi = 0{,}244;$$

$$\sigma = \frac{N}{F\varphi} = \frac{8\,500}{300 \cdot 0{,}244} = 116 > 90 \text{ кг/см}^2;$$

следовательно, конструктивно минимальное количество гвоздей недостаточно.

2. Увеличиваем количество гвоздей и принимаем $n_{св} = 60$; тогда:

$$\mu_0 = \sqrt{1 + 0{,}5 \frac{15 \cdot 2 \cdot 16}{3^3 \cdot 60}} = 1{,}20; \quad \lambda = 69 \cdot 1{,}20 = 83; \quad \varphi = 0{,}45;$$

$$\sigma = \frac{8\,500}{300 \cdot 0{,}45} = 63 < 90 \text{ кг/см}^2.$$

Величина φ может быть найдена по графику на рис. 10.

$$\text{Для } C = \frac{3^3 \cdot 60}{0{,}5 \cdot 15 \cdot 2 \cdot 16} = 2{,}25 \quad \text{и} \quad \lambda = 69$$

по графику находим $\varphi = 0{,}45$.

3. Определяем необходимое количество гвоздей, исходя из полного использования допускаемого напряжения $[\sigma_c] = 90$ *кг/см*^{2}.

Напряжение сжатия $\sigma_c = \frac{8\,500}{300} = 28{,}4$.

Необходимое φ равно $\frac{28{,}4}{90} = 0{,}316$; этому соответствует гибкость $\lambda = 99$ (по графику).

Следовательно, коэфициент приведения гибкости будет: $\mu_0 = \frac{\lambda}{\lambda_ц} = \frac{99}{69} = 1{,}44$; из формулы для μ_0 определяем количество гвоздей:

$$n_{св} = \frac{k_c l n_ш}{(\mu_0^2 - 1) l^2} \cdot [n_{св}] = \frac{0{,}5 \cdot 15 \cdot 2}{(1{,}44^2 - 1) \cdot 3^2} \cdot 16 = 25.$$

Размещение гвоздей по длине стержня для последнего расчета (являющегося оптимальным) дано на рис. 11.

Б. Поверка прочности стержня

В сечении поставлено 4 гвоздя $d = 0{,}5$ *см* в одном ряду (рис. 11).

Площадь ослабления равна $F_{осл} = 4 \cdot (0{,}5 \cdot 15) = 30$ *см*²; $F_{нт} = 300 - 30 = 270$ *см*²;

$$\sigma = \frac{8\,500}{270} = 31{,}5 < 90 \text{ кг/см}^2.$$

В. Определение гибкости приближенным способом

Определим для сравнения приведенную гибкость по формулам приближенного способа. Количество гвоздей примем по расчету «3».

$$\mu_0 = \sqrt{\frac{1+B}{1+\alpha B}}; \quad B = \gamma \frac{S}{elm_{cs}}; \quad \text{для гвоздей } \gamma = \frac{700}{cd} \text{ см}^{-1} \text{ (табл. 3)}; \quad \frac{c}{d} = \frac{5}{0{,}5} > 7;$$

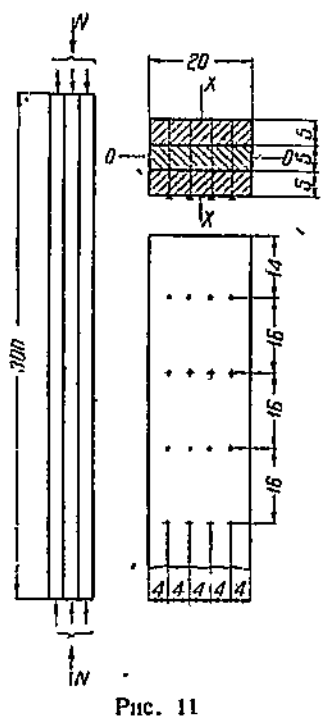


Рис. 11

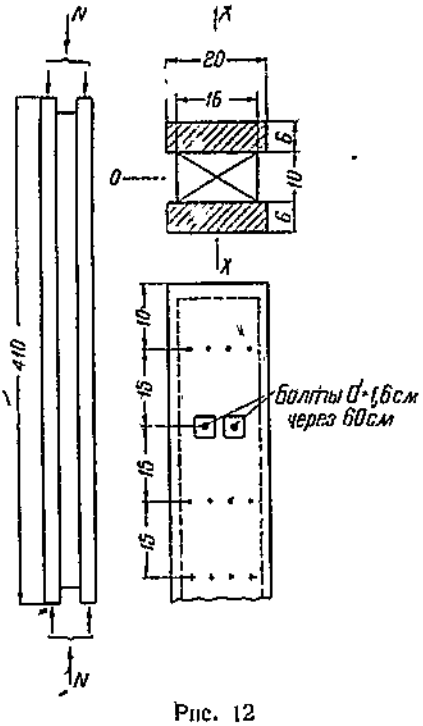


Рис. 12

в расчет вводим $c = 7d = 7 \cdot 0{,}5 = 3{,}5$ *см*; $\gamma = \frac{700}{3{,}5 \cdot 0{,}5} = 400$ *см*$^{-1}$; $S = (5 \cdot 20) \cdot 5 = 500$ *см*³;

$e = 5$ *см*; $l = 300$ *см*; $m_{cs} = 25 \cdot 3{,}0 = 75$; $B = 400 \frac{500}{5 \cdot 300 \cdot 75} = 1{,}78$;

$$\alpha = \frac{\Sigma J_1}{J_u} = \frac{3 \cdot 208}{5\,624} = \frac{1}{9};$$

$$\mu_0 = \sqrt{\frac{1 + 1{,}78}{1 + \frac{1}{9} \cdot 1{,}78}} = 1{,}52; \quad \lambda = 69 \cdot 1{,}52 = 105, \text{ что близко к } \lambda = 99 \text{ по расчету «3»}$$

Пример 2. Проверить на продольный изгиб сжатый стержень, шарнирно опертый по концам (рис. 12).

Сечение крайних досок 6×20 *см*; средняя сплошная прокладка 10×16 *см*. Длина стержня $l = 4{,}1$ *м*. С каждой стороны поставлено равномерно по 80 гвоздей $d_{гв} = 0{,}45$ *см*, $l_{гв} = 10$ *см* и 14 болтов $d = 1{,}6$ *см*. Сжимающая сила $N = 13\,100$ *кг* передается только на крайние доски. $[\sigma_c] = 100$ *кг/см*².

А. Поверка относительно оси $X-X$

Расчетный момент инерции:

$$J = J_{он} + 0{,}5 J_{пр} = 2 \frac{6 \cdot 20^3}{12} + 0{,}5 \frac{10 \cdot 16^3}{12} = 9\,700 \text{ см}^4; \quad r = \sqrt{\frac{9\,700}{240}} = 6{,}35 \text{ см};$$

$$F = 2 \cdot (6 \cdot 20) = 240 \text{ см}^2; \quad \lambda = \frac{410}{6{,}35} = 64{,}5; \quad \varphi = 0{,}66; \quad \sigma = \frac{13\,100}{240 \cdot 0{,}66} = 82{,}5 < 100 \text{ кг/см}^2.$$

Б. Поверка относительно оси $0-0$

Гибкость соответственного стержня цельного сечения:

$$J_ц = \frac{20 \cdot 22^3}{12} - \frac{4 \cdot 10^3}{12} = 17\,417 \text{ см}^4;$$

$$F = 2 \cdot (6 \cdot 20) = 240 \text{ см}^2;$$

$$r = \sqrt{\frac{17\,417}{240}} = 8{,}5 \text{ см}; \quad \lambda_ц = \frac{410}{8{,}5} = 48{,}2.$$

В случае, когда в стержне поставлены связи двух типов, например гвозди и болты, как в данном примере, расчетное количество связей определяется путем пересчета к одному типу связей по следующей формуле:

$$n_{св} = n'_{св} + n''_{св} \frac{[n_{св}]' k'_с}{[n_{св}]'' k'_с},$$

где $k'_с$, $n'_{св}$, $[n_{св}]'$ относятся к расчетному типу связей, а $k''_с$, $n''_{св}$ и $[n_{св}]''$ — к другому типу связей.

Поставлено гвоздей на 1 $м$ длины стержня $n'_{св} = \frac{80}{4{,}1} = 19{,}5$; нормальное количество равно $[n_{св}]' = \frac{20}{5 \cdot 0{,}45} = 19{,}7$.

Поставлено болтов на 1 $м$ длины стержня $n''_{св} = \frac{14}{4{,}1} = 3{,}41$; нормальное количество равно $[n_{св}]'' = \frac{20}{1{,}6^2} = 7{,}8$.

Расчетное количество связей на 1 $м$ длины стержня, приведенное к гвоздям:

$$n_{св} = 19{,}5 + 3{,}41 \frac{19{,}7 \cdot 0{,}5}{7{,}8 \cdot 0{,}5} = 28{,}1.$$

Коэфициент приведения гибкости:

$$\mu_0 = \sqrt{1 + 0{,}5 \frac{22 \cdot 2 \cdot 19{,}7}{4{,}1^2 \cdot 28{,}1}} = 1{,}39; \quad \lambda = 48{,}2 \cdot 1{,}39 = 67;$$

$$\varphi = 0{,}64; \quad \sigma = \frac{13\,100}{240 \cdot 0{,}64} = 85 < 100 \text{ кг/см}^2.$$

В. Расчет на прочность

Площадь, ослабленная двумя болтами, равна:

$$F_{осл} = 2(1{,}6 \cdot 6) = 19{,}2 \text{ см}^2.$$

Площадь, ослабленная четырьмя гвоздями, составляет:

$$F_{осл} = 2(4 \cdot 0{,}45 \cdot 6) = 21{,}6 > 19{,}2 \text{ см}^2.$$

Расчетная площадь будет: $240 - 21{,}6 = 218{,}4$ см^2.

$$\sigma = \frac{13\,100}{218{,}4} = 60 < 100 \text{ кг/см}^2.$$

Пример 3. Проверить на продольный изгиб стойку из двух круглых бревен с короткими прокладками, шарнирно опертую по концам (рис. 13). Длина стойки $l = 8$ $м$. Поставлено четыре прокладки на расстоянии 252′ $см$ между осями прокладок. Бревна стойки, стесанные на два канта до ширины $d/2$, имеют диаметр 18 $см$. Прокладки такого же сечения, что и ветви стойки. Сжимающая сила $N = 15\,600$ $кг$. Выпучивание относительно оси $X-X$ возможно только на длине 4 $м$ вследствие наличия крестообразных связей. Прокладки соединены с бревнами стойки четырьмя болтами $d = 22$ $мм$; $[\sigma_с] = 100$ $кг/см^2$.

А. Поверка относительно оси $X-X$

Расчетная длина $l_x = 400$ $см$; $r_x = 4{,}61$ $см$;

$$\lambda = \frac{400}{4{,}61} = 86{,}6; \quad \varphi = 0{,}412; \quad \sigma = \frac{15\,600}{480 \cdot 0{,}412} = 79 < 100 \text{ кг/см}^2.$$

Б. Расчет относительно оси $O-O$

$F = 2 \cdot 240 = 480\ см^2$; $J = 2(4\,150 + 240 \cdot 15{,}6^2) = 123\,500\ см^4$; $r = \sqrt{\frac{123\,500}{480}} = 16\ см$;

$$\lambda_u = \frac{800}{16} = 50;\quad \lambda_u^2 = 2\,500.$$

Радиус инерции одного бревна относительно оси O_1-O_1 равен:

$$r_1 = \sqrt{\frac{4\,150}{240}} = 4{,}16\ см;$$

$$\lambda_1^x = \frac{252}{4{,}16} = 60;\quad \lambda_1^2 = 3\,600.$$

Так как толщина элементов (15,6 *см*), соединяемых болтами, больше $4d_u$, но меньше $8d_u$, то нормальное количество связей $[n_{cв}]$ определяется по прямолинейной интерполяции между $\frac{b}{d_u^2}$ и $\frac{b}{1{,}6d_u^2}$. Имеем $\frac{15{,}6}{2{,}2} = 7$ и по интерполяции находим: $[n_{cв}] = \frac{b}{1{,}33d_u^2} = \frac{18}{1{,}33 \cdot 2{,}2^2} = 2{,}8$.

Поставлено $n_{cв} = \frac{4 \cdot 4}{8} = 2 > 0{,}5\,[n_{cв}]$;

$$\mu_0^2 = 1 + 0{,}5 \cdot \frac{(3 \cdot 15{,}6) \cdot 2 \cdot 2{,}8}{8{,}0^2 \cdot 2{,}0} = 2{,}02.$$

Приведенная гибкость равна:

$$\lambda = \sqrt{(\mu_0 \cdot \lambda_u)^2 + \lambda_1^2} = \sqrt{2{,}02 \cdot 2\,500 + 3\,600} = 93;$$

$$\varphi = 0{,}36;\quad \sigma = \frac{15\,600}{480 \cdot 0{,}36} = 90 < 100\ кг/см^2.$$

Если бы в каждую прокладку было поставлено не по 4, а по 2 болта, то $n_{cв} = \frac{2 \cdot 4}{8} = 1 < 0{,}5\,[n_{cв}]$ и расчетная гибкость определилась бы по гибкости отдельной ветви:

$\lambda_1 = \frac{800}{4{,}16} = 192$; $\varphi = 0{,}084$; $\sigma = \frac{15\,600}{480 \cdot 0{,}084} = 388 > 100\ кг/см^2$, что недопустимо.

* Сделаем расчет стержня согласно «Указаниям по проектированию и применению деревянных конструкций в условиях военного времени».

Согласно табл. 4 и формуле (2′—7) имеем:

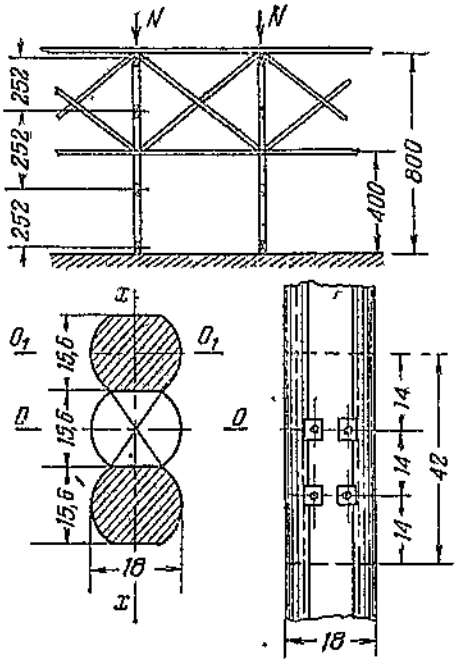


Рис. 13

$$k_c = \frac{b}{3d_u^2} = \frac{18}{3 \cdot 2{,}2^2} = 1{,}24;$$

$$\mu_0^2 = 1 + 1{,}24\frac{(3 \cdot 15{,}6) \cdot 2}{8^2 \cdot 2} = 1{,}9.$$

Приведенная гибкость $\lambda = \sqrt{1{,}9 \cdot 2\,500 + 3\,600} = 91$, что близко к ранее полученному $\lambda = 93$.

Если в каждую прокладку будет поставлено не по 4, а по 2 болта, то, так как Указания не лимитируют минимального количества связей, расчет стержня следует произвести с учетом его составности (а не по гибкости отдельной ветви) при

$$n_{cв} = \frac{2 \cdot 4}{8} = 1;$$

$$\mu_0^2 = 1 + 1{,}24\frac{(3 \cdot 15{,}6) \cdot 2}{8^2 \cdot 1} = 2{,}8.$$

Приведенная гибкость $\lambda = \sqrt{2{,}8 \cdot 2\,500 + 3\,600} = 103$;

$$\varphi = 0{,}29 \text{ и } \sigma = \frac{15\,600}{480 \cdot 0{,}29} = 112 > 100\ кг/см^2.$$

Таким образом и при расчете по Указаниям количество связей—2 болта в каждую прокладку—недостаточно *.

* Н и ТУ разрешают также определять λ_1 по длине между крайними связями, т. е. в данном случае по длине $l_1 = 252 - 14 = 238\ см$.

В. Определим приведенную гибкость по формулам приближенного способа:

$$\mu_0 = \sqrt{\frac{1 + B + \frac{0{,}83}{\alpha \cdot n_{np}^2}}{1 + \alpha B}}; \quad B = \gamma \cdot \frac{S}{el_0 m_{cc}};$$

$$\gamma = \frac{2\,500}{cd} = \frac{2\,500}{15{,}6 \cdot 2{,}2} = 72{,}8\ см^{-1};$$

$$S = 240 \cdot 15{,}6 = 3\,750\ см^3; \quad e = 15{,}6\ см; \quad m_{cc} = 4 \cdot 4 = 16;$$

$$B = 72{,}8 \cdot \frac{3\,750}{15{,}6 \cdot 8\,300 \cdot 16} = 1{,}37; \quad \alpha = \frac{\Sigma J_1}{J} = \frac{2 \cdot 4\,150}{123\,500} = \frac{1}{14{,}9};$$

$$n_{np}^2 = 4^2 = 16; \qquad \mu_0 = \sqrt{\frac{1 + 1{,}37 + \frac{0{,}83 \cdot 14{,}9}{16}}{1 + \frac{1{,}37}{14{,}9}}} = 1{,}7.$$

Приведенная гибкость $\lambda = 50 \cdot 1{,}7 = 85$, что меньше $\lambda = 93$, полученной по формулам Н и ТУ. Разница в величине допускаемой нагрузки составляет 20%, соответственно $\varphi = 0{,}35$ при $\lambda = 93$ и $\varphi = 0{,}43$ при $\lambda = 85$.

Пример 4. Проверить на продольный изгиб шарнирно опертый по концам сжатый стержень (рис. 14). Крайние ветви 4×18 *см*. Средняя сплошная прокладка 8×12 *см*. Поставлено по 5 гвоздей ($d_{гв} = 5$ *мм*, $l_{гв} = 150$ *мм*) в ряд через 10 *см*. Длина стержня $l = 2{,}5$ *м*; $[\sigma_c] = 100$ *кг/см*^{2}. Сжимающая сила $N_0 = 9\,880$ *кг* приложена ко всем трем ветвям стержня, причем на крайние ветви передается сила $N_1 = 6\,900$ *кг*, а на среднюю—сила $N_2 = 2\,980$ *кг*.

Для стержней подобного рода, т. е. когда часть ветвей стержня нагружена на обоих концах

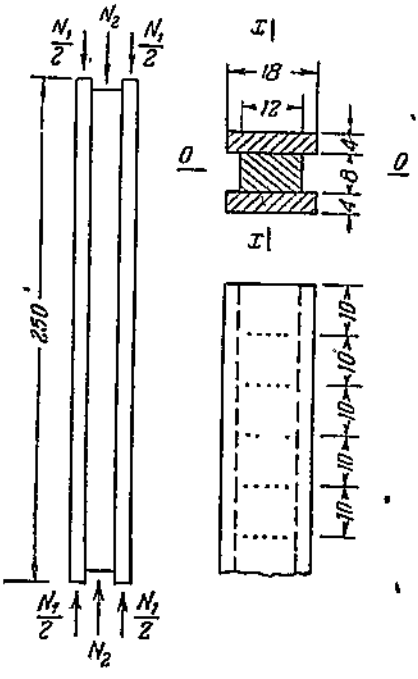


Рис. 14

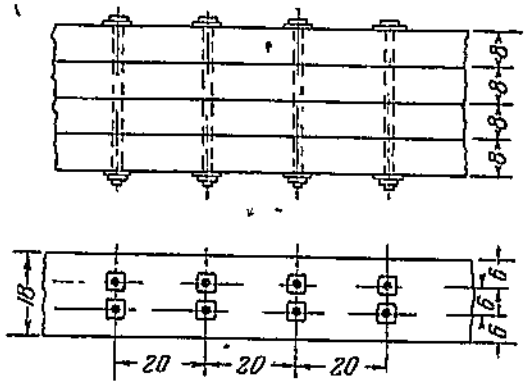


Рис. 15

усилием, вызывающим в них сжимающее напряжение σ_2, меньшее, чем напряжение σ_1 в остальных ветвях, расчетная площадь может быть определена из выражения:

$$F = F_1 + F_2 \frac{\sigma_2}{\sigma_1},$$

где F_1—площадь сечения ветвей, имеющих напряжение σ_1,
F_2— » » » » » σ_2.

Момент инерции при расчете относительно оси $X-X$ определяется по формуле:

$$J = J_1 + 0{,}5 J_2 \left(1 + \frac{\sigma_2}{\sigma_1}\right),$$

где J_1—момент инерции относительно оси $X-X$ сечения ветвей, имеющих напряжение σ_1,
J_2—то же ветвей, имеющих напряжение σ_2.

А. Расчет относительно оси $X-X$

$F_1 = 2 \cdot (4 \cdot 18) = 144\ см^2$; $F_2 = 12 \cdot 8 = 96\ см^2$; $\sigma_1 = \frac{6\,900}{144} = 48\ кг/см^2$; $\sigma_2 = \frac{2\,980}{96} = 31\ кг/см^2$;

$F = 144 + 96 \cdot \frac{31}{48} = 206\ см^2$; $J = J_1 + 0{,}5\, J_2 \left(1 + \frac{\sigma_2}{\sigma_1}\right) = 3\,888 + 576\,(1 + 0{,}65) = 4\,838\ см^4$;

$r = \sqrt{\frac{4\,838}{206}} = 4{,}84\ см$; $\lambda = \frac{250}{4{,}84} = 51{,}6$; $\varphi = 0{,}79$; $\sigma = \frac{9\,880}{206 \cdot 0{,}79} = 60{,}7 < 100\ кг/см^2$.

Б. Расчет относительно оси $O-O$

$J_ц = 5\,894\ см^4$; $r = \sqrt{\frac{5\,894}{206}} = 5{,}4\ см$; $\lambda_ц = \frac{250}{5{,}4} = 46{,}3$; $\mu_0 = 1{,}32$; $\lambda = 1{,}32 \cdot 46{,}3 = 61$; $\varphi = 0{,}70$;

$$\sigma = \frac{9\,880}{206 \cdot 0{,}70} = 68{,}5 < 100\ кг/см^2.$$

Пример 5. Сжато-изогнутый составной стержень (рис. 15) расчетной длиной $l = 4\ м$ составлен из четырех досок сечением $8 \times 18\ см$. Доски соединены болтами $d = 20\ мм$. Болты поставлены по два в ряд через 20 $см$. Сжимающая сила $N_c = 13\,200\ кг$. Изгибающий момент $M = 570\ кгм$; $[\sigma_c] = 100\ кг/см^2$;

$$F = 32 \cdot 18 = 576\ см^2; \quad F_{нт} = 576 - 2\,(2 \cdot 32) = 448\ см^2;$$

$$W_{нт} = \frac{(18-4) \cdot 32^2}{6} = 2\,390\ см^3; \qquad [n_{сс}] = \frac{b}{d^2} = \frac{18}{4} = 4{,}5; \qquad n_{сс} = 10;$$

$$\mu_0 = \sqrt{1 + 1 \cdot \frac{32 \cdot 3 \cdot 4{,}5}{4^2 \cdot 10}} = \sqrt{1 + 2{,}7} = 1{,}92;$$

$$\lambda_ц = \frac{400}{0{,}289 \cdot 32} = 43{,}2; \qquad \lambda = 1{,}92 \cdot 43{,}2 = 83;$$

$$\sigma = \frac{N}{F_{нт}} + \frac{M}{0{,}8 W_{нт} \cdot \xi}; \qquad \xi = 1 - \frac{\lambda^2}{3\,100} \cdot \frac{\sigma_0}{[\sigma_c]};$$

$$\sigma_c = \frac{13\,200}{576} = 22{,}9\ кг/см^2; \qquad \xi = 1 - \frac{83^2}{3\,100} \cdot \frac{22{,}9}{100} = 1 - 0{,}51 = 0{,}49;$$

$$\sigma = \frac{13\,200}{448} + \frac{57\,000}{0{,}8 \cdot 2\,390 \cdot 0{,}49} = 29 + 61 = 90 < 100\ кг/см^2.$$

Необходимое количество болтов в среднем шве (по нейтральной оси) на всей длине стержня будет:

$$m_б = 3 \cdot \frac{M \cdot S_{бр}}{J_{бр} \sum [T_б]}; \qquad J_{бр} = \frac{18 \cdot 32^3}{12} = 49\,100\ см^4;$$

$$S_{бр} = 16 \cdot 18 \cdot 8 = 2\,300\ см^3; \qquad \frac{S_{бр}}{J_{бр}} = \frac{2\,300}{49\,100} = \frac{1}{21{,}4}.$$

Определим допускаемое усилие на болт:

1) $T_б = 183 \cdot d^2 = 183 \cdot 4 = 732\ кг$;
2) $T_б = 0{,}25 \cdot a \cdot d\,[\sigma_{см}]_б = 0{,}25 \cdot 8 \cdot 2 \cdot 150 = 600\ кг$;
3) $T_б = k_{вр}\, c \cdot d \cdot [\sigma_{см}]_б = \frac{0{,}5}{1 + \frac{8}{3 \cdot 2}} \cdot 8 \cdot 2 \cdot 150 = 515\ кг.$

Расчетное $T_б = 515\ кг$; следовательно:

$$m_б = \frac{3 \cdot 57\,000}{21{,}4 \cdot 0{,}49 \cdot 515} = 32.$$

Поставлено болтов на всю длину стержня $40 > 32$.

§ 8. СТЕРЖНИ, СРОЩЕННЫЕ ПО ДЛИНЕ ИЗ КОСЯКОВ

А. Основные положения

Составными стержнями из косяков называются стержни, составленные по толщине не менее чем из двух слоев досок или брусьев (рис. 16).

Стыки косяков одного слоя перекрываются целой частью косяков соседних слоев. Все слои косяков соединяются друг с другом с помощью связей — гвоздей, болтов или деревянных цилиндрических нагелей. Благодаря перекры-

тию стыков и взаимной связи соседних слоев стержни из косяков могут воспринимать изгибающие моменты.

В отличие от ранее рассмотренных составных стержней стержни из косяков являются составными по длине, а не по высоте сечения. Следствием этого является своеобразное распределение усилий (изгибающих моментов и поперечных сил) между отдельными косяками, зависящее от способа расстановки связей.

Различают три способа расстановки связей: а) теоретический случай; связи ставятся только по концам косяков в одном поперечном сечении, со-

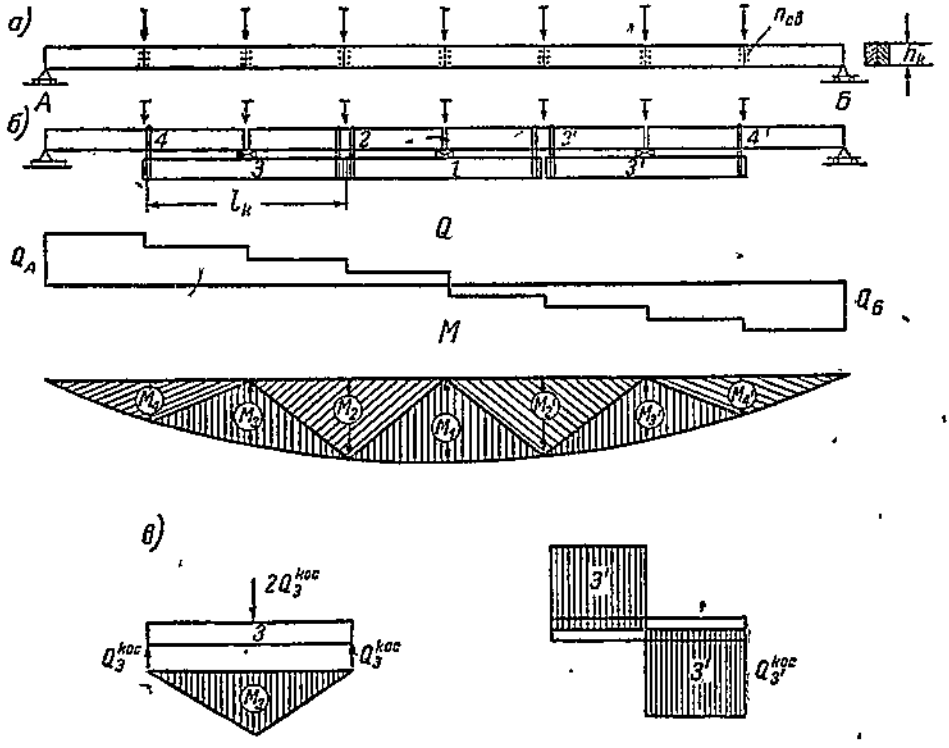


Рис. 16. Конструкция и расчетная схема с эпюрами поперечного изгиба составного стержня из косяков со связями только по концам косяков

впадающем со стыком (рис. 16); б) связи ставятся группами у концов косяков (рис. 17); в) связи размещаются равномерно по всей длине косяка (рис. 18).

Два последних случая встречаются на практике наиболее часто.

Стержни из косяков применяются главным образом в виде криволинейных стержней: арок Делорма, кружально-сетчатых сводов и кружал.

Б. Поперечный изгиб стержней, сращенных по длине из косяков

На рис. 16 изображена балка из двух слоев косяков, работающая на поперечный изгиб. Допустим, что связи поставлены по концам косяков в сечениях, совпадающих со стыками. Так как усилие с одного слоя косяков передается на соседний только с помощью связей (схема работы балки, изображенная на рис. 16, *б*), то при принятом способе расстановки связей каждый косяк в отдельности работает как однопролетная балка пролетом $l_к$, нагруженная по середине сосредоточенным грузом $2Q^{кос}$, с опорными реакциями $Q^{кос}$ и имеющая треугольную эпюру моментов с максимальной ординатой в сечении под грузом (рис. 16, *в*). Сумма ординат эпюр моментов отдельных косяков в любом сечении балки дает ординату общей эпюры моментов.

Рассмотрев один выделенный косяк, получим из условия равновесия:

$$Q_n^{кос}\frac{l_к}{2}=M_n;$$

отсюда

$$Q_n^{кос}=\frac{2M_n}{l_к}. \qquad (1-8)$$

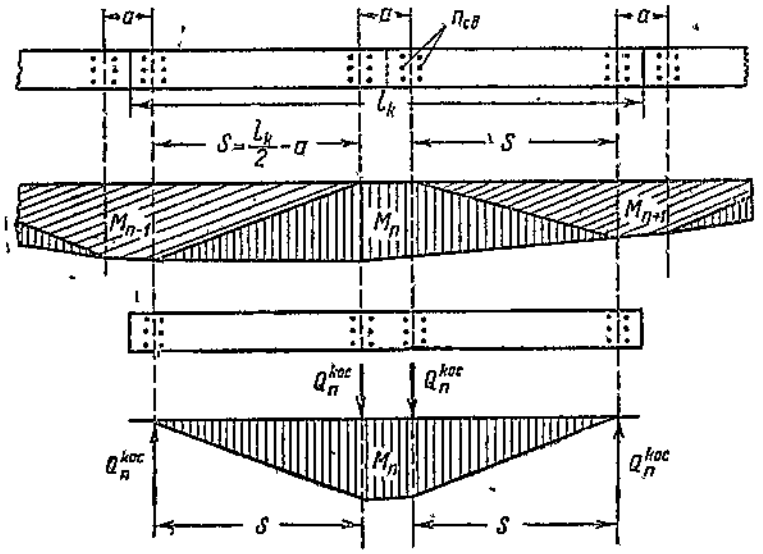


Рис. 17. Конструкция и расчетная схема с эпюрами поперечного изгиба составного стержня из косяков при постановке связей на некотором расстоянии от концов косяков

Величина $Q_n^{кос}$ представляет собой поперечную силу косяка. Если по концам косяков с каждой стороны стыка поставлено $n_{св}$, то усилие в одной связи будет:

$$T_{св}=\frac{Q_n^{кос}}{n_{св}}=\frac{2M_n}{l_к n_{св}}. \qquad (2-8)$$

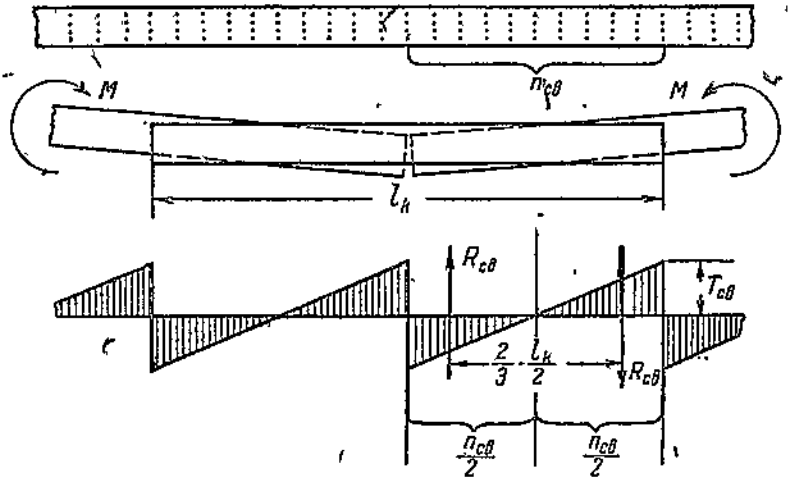


Рис. 18. Конструкция и расчетная схема с эпюрами поперечного изгиба составного стержня из косяков, скрепленных по всей длине

Как видно из формулы (1—8), поперечная сила в отдельных косяках тем больше, чем больше соответствующий момент M_n.

Таким образом, несмотря на то, что поперечные силы балки в целом по середине пролета имеют минимальные значения, в отдельных косяках в этой части

пролета они могут быть весьма значительными. Алгебраическая сумма эпюр поперечных сил отдельных косяков по длине балки дает общую эпюру Q. Из формулы (2—8) следует, что усилие в связях обратно пропорционально длине косяка.

Обычно связи размещаются группами на некотором расстоянии от концов косяков (рис. 17). Обозначая через S расстояние между центрами тяжести поставленных групп связей, аналогичными рассуждениями получим среднее усилие в одной связи:

$$T_{cs}=\frac{M_u}{sn_{cs}}, \qquad (3—8)$$

где n_{cs}—количество связей в одной группе.

Эпюра моментов в отдельных косяках в этом случае имеет форму, близкую к трапеции (рис. 17).

Если между стыками соседних слоев равномерно поставлено n_{cs} связей (рис. 18), то эпюра усилий в связях может быть представлена в виде двух треугольников. При обозначениях согласно рис. 18 получим:

$$R_{cs}\frac{2}{3}\cdot\frac{l_к}{2}=M_п,$$

где R_{cs}—равнодействующая усилий в связях на длине 0,25 $l_к$.

Выражая R_{cs} через усилие T_{cs} в наиболее нагруженной крайней связи, получим:

$$R_{cs}=\left(\frac{n_{cs}}{2}\cdot T_{cs}\right)\frac{1}{2}.$$

Следовательно:

$$\left(\frac{n_{cs}}{2}\cdot T_{cs}\right)\frac{1}{2}\cdot\frac{2}{3}\cdot\frac{l_к}{2}=M_п;$$

отсюда:

$$T_{cs}=\frac{12M_п}{l_к n_{cs}}. \qquad (4—8)$$

При любой схеме расстановки связей поверка нормальных напряжений балке от изгиба производится в месте стыка по обычной формуле:

$$\sigma_и=\frac{M_{max}}{W_{нт}}\leqslant[\sigma_и],$$

где $W_{нт}$—момент сопротивления нетто н е п е р е з а н н ы х в стыке косяков.

Максимальный прогиб f_{max} в середине стержня из косяков при симметричной относительно его середины нагрузке и при расстановке абсолютно жестких связей по концам косяков определяется по формуле:

$$f_{max}=n_к f_1+2\sum_{m=2}^{m=n_k}(n_k-m+1)\,f_m, \qquad (5—8)$$

где $n_к$—число целых, доходящих до опор косяков в одном слое стержня; $f_1, \ldots, f_m$—собственные прогибы отдельных косяков, вычисляемые по формуле

$$f=\frac{Ml_к^2}{12EJ_к};$$

$J_к$—момент инерции неперерезанных в стыке косяков;
M—максимальный момент в данном косяке.

Нумерация косяков—от середины пролета к опоре (рис. 16).

При расположении связей группами у концов косяков (рис. 17) максимальный прогиб может быть определен по той же формуле (5—8), причем собственные прогибы $f_1, \ldots, f_m$ отдельных косяков вычисляются согласно трапецоидальной эпюре моментов каждого косяка:

$$f=\frac{Ml_к^2}{12EJ_к}\left(1-\frac{\beta^2}{8}-\frac{\beta}{2}\right), \qquad (6—8)$$

где $\beta=\frac{2a}{l_к}$.

Если связи равномерно поставлены по всей длине косяка (рис. 18), прогиб f_{max} определяется как прогиб цельной по длине балки с учетом момента инерции $J_{ц}$ всех косяков.

Податливость связей увеличивает прогибы стержней тем больше, чем меньше длина косяка. При $\frac{l_ж}{h_к} \geqslant 10$ податливость связей можно не учитывать.

Определим прогиб стержня с учетом податливости связей для случая его загружения постоянным по длине балки моментом M и расположения

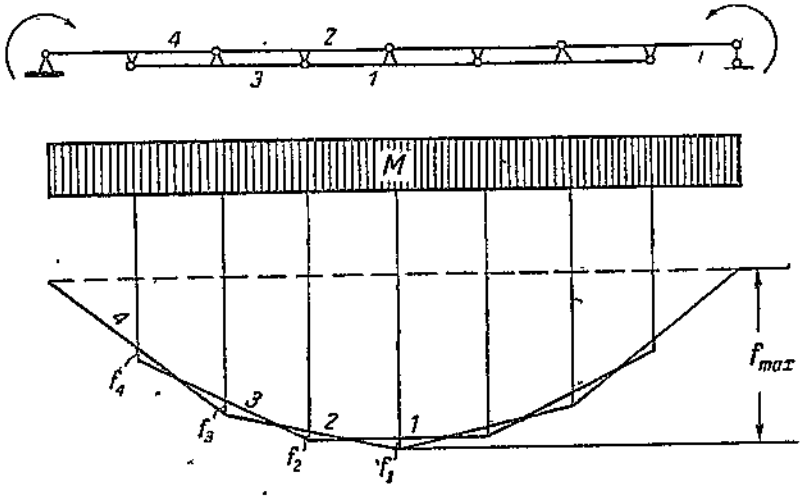


Рис. 19

связей в стыковых сечениях косяков (рис. 19). Собственные упругие прогибы косяков в этом случае будут одинаковы:

$$f_1 = f_2 = \ldots = f_m = \frac{Ml_ж^2}{12EJ_ц}$$

и формула (5—8) примет вид:

$$f_{max} = n_ж^2 f \ldots$$

Прогиб каждого косяка от сдвига связей, предполагая косяки абсолютно-жесткими, равен фактическому смещению связей $\delta_п$ под действием усилия $T_{св}$

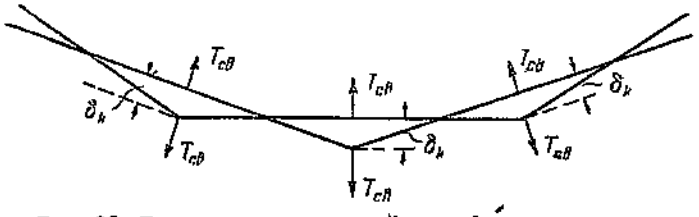


Рис. 20. Влияние сдвига связей на деформацию стержня

(рис. 20). Обозначая смещение связей под действием расчетного усилия $[T_{св}]$ через δ, получим:

$$f_{сдв} = \delta_к = \delta \frac{T_{св}}{[T_{св}]}. \qquad (7—8)$$

Подставляя в формулу (7—8) выражение $T_{св}$ из формулы (2—8), имеем:

$$f_{сдв} = \frac{\delta}{[T_{св}]} \cdot \frac{2M}{l_ж n_{св}} \qquad (8—8)$$

Как видно из формулы (8—8), прогиб каждого косяка от сдвига связей меняется по длине балки по тому же закону, как и упругий прогиб (пропорционально M). Следовательно, в рассматриваемом случае загружения прогиб всей балки от сдвига связей будет:

$$f'_{cдв} = n_к^2 f_{cдв}.$$

Полный прогиб балки с учетом податливости связей:

$$f' = f_{\max} + f'_{cдв} = n_к^3 \frac{Ml_к^2}{12EJ_к} + n_к^2 \frac{\delta}{[T_{св}]} \frac{2M}{l_к \cdot n_{св}}.$$

Обозначим через $f_ц$ прогиб цельной по длине балки с моментом инерции $J_к$, равным моменту инерции неперерезанных в стыке косяков:

$$f_ц = \frac{Ml^3}{8EJ_к} = \frac{Mn_к^2 l_к^3}{8EJ_к};$$

отношение прогибов $\frac{f'}{f_ц}$ равно обратной величине коэфициента жесткости ψ:

$$\frac{1}{\psi} = \frac{f'}{f_ц} = \left(n_к^3 \frac{Ml_к^2}{12EJ_к} + n_к^3 \frac{\delta \cdot 2M}{[T_{св}] l_к n_{св}} \right) : \frac{n_к^3 Ml_к^2}{8EJ_к} = 0{,}67 + \frac{16\delta EJ_к}{[T_{св}] l_к^3 n_{св}}.$$

Отсюда получим выражение коэфициента $\mu_к$ приведения гибкости стержня:

$$\mu_к = \frac{1}{\sqrt{\psi}} = \sqrt{0{,}67 + \frac{16\delta EJ_к}{[T_{св}] l_к^3 n_{св}}}. \qquad (9—8)$$

Если связи расположены группами у концов косяков, выражение для $\mu_к$ примет вид:

$$\mu_к = \sqrt{0{,}67\left(1 - \frac{\beta^2}{8} - \frac{\beta}{2}\right) + \frac{16\delta EJ_к}{[T_{св}] l_к^3 n_{св}(1-\beta)}}. \qquad (10—8)$$

При равномерной расстановке связей по всей длине косяка

$$\mu_к = \sqrt{\frac{J_к}{J_ц} + \frac{96\delta EJ_к}{n_{св} l_к^3 [T_{св}]}}. \qquad (11—8)$$

Значения $\frac{\delta}{[T_{св}]}$ берутся по данным табл. 2. Выражая прогиб $f_{\max}$ через прогиб $f_ц$ без учета податливости связей, получаем:

$$\frac{f_{\max}}{f_ц} = \left(n_к^3 \frac{Ml_к^2}{12EJ_к} \right) : \left(\frac{Mn_к^3 l_к^2}{8EJ_к} \right) = 0{,}67,$$

и

$$f_{\max} = 0{,}67 f_ц. \qquad (12—8)$$

Расчетный момент инерции соответственно определится из выражения:

$$J_{расч} = \frac{J_к}{0{,}67} = 1{,}5 J_к. \qquad (13—8)$$

Формулы (12—8) или (13—8) дают возможность определять приближенно прогиб стержня из косяков без учета податливости связей.

При ином загружении стержня выражение для $\mu_к$ усложняется, так как собственные прогибы отдельных косяков $f_1, f_2, \ldots, f_m$ становятся переменными, меняясь по длине балки пропорционально изменению момента M. Величина $\mu_к$ зависит в этом случае не только от характера загружения, но и от числа косяков $n_к$. Сравнительные подсчеты показывают, что и при других схемах загружения можно пользоваться формулами (9—8), (10—8) и (11—8), дающими в этих случаях несколько преувеличенные значения $\mu_к$.

Зная величину $\mu_к$, можно подсчитать полный прогиб стержня с учетом податливости связей:

$$f' = f_ц \mu_к^3.$$

В. Продольный изгиб стержней, сращенных по длине из косяков

Центрально-сжатые составные стержни из косяков редко применяются на практике. Расчет таких стержней на продольный изгиб производится по обычным формулам (см. § 6), причем площадь F сечения стержня принимается равной площади всех косяков, а момент инерции J_k, имея в виду возможность плохой приторцовки и начального искривления стержня, определяется по сечению неперерезанных в стыке косяков. Введение в расчет момента инерции J_k, а не $1{,}5\,J_k$ (согласно формуле 13—8), идет в запас и позволяет в большинстве практических случаев не учитывать податливости связей.

При коротких косяках $\left(\frac{l_k}{h_k}<10\right)$ податливость связей учитывается введением приведенной гибкости $\lambda=\mu_k\lambda_0$. Значения μ_k вычисляются по формулам (9—8), (10—8) и (11—8), принимая $\frac{\delta}{[T_{cs}]}$ по данным табл. 3 (графа «центральное сжатие»).

Г. Сложное сопротивление стержней, сращенных по длине из косяков

Расчет составных стержней из косяков на одновременное действие сжатия с изгибом производится по общей формуле расчета сжато-изогнутых стержней (4—43 первой части курса). При определении расчетной площади F учитывается сечение всех косяков, а расчетные момент сопротивления и момент инерции (для определения ξ) берутся по сечению неперерезанных в стыке косяков.

При коротких косяках $\left(\frac{l_k}{h_k}<10\right)$ податливость связей учитывается введением в выражение ξ приведенной гибкости стержня. Коэфициент приведения гибкости μ_k вычисляется по формулам предыдущего случая, причем величина $\frac{\delta}{[T_{cs}]}$ берется по табл. 3 из графы «сжатие с изгибом».

При определении усилия в связях по формулам (2—8), (3—8) и (4—8) в знаменатель вводится коэфициент ξ, учитывающий добавочный момент от нормальной силы при деформации стержня.

ГЛАВА III

БАЛОЧНЫЕ СПЛОШНЫЕ Д. К.

§ 9. БАЛКИ ДЕРЕВЯГИНА

А. Конструкция балок

Балки Деревягина сплачиваются из двух или трех брусьев при помощи дубовых пластинчатых нагелей («пластинок Деревягина»—рис. 21).

Балки Деревягина могут применяться в виде балок и прогонов в покрытиях, а также в междуэтажных перекрытиях.

Гнезда для пластинчатых нагелей выбираются с помощью переносного цепнодолбежного станка с электроприводом.

Балкам обязательно придается конструктивный строительный подъем; пластинчатые нагели ставятся после выгиба балок, производимого в специальном станке.

Механизированная выборка гнезд, осуществляемая в собранной балке, и постановка заранее высушенных и точно нарезанных дубовых пластинок обеспечивают плотность сопряжений и повышают жесткость и надежность работы балки; большая надежность балок Деревягина в значительной мере определяется также вязкостью работы пластинчатых нагелей.

Балки на пластинчатых нагелях являются индустриальной конструкцией, как правило—заводского производства. Изготовление их, однако, не требует сложных оборудования и приспособлений и поэтому может быть (при наличии инструктажа) организовано на обычных строительных дворах, снабжаемых электроэнергией.

Знакопеременная работа пластинчатого нагеля экспериментально не исследована; поэтому применение балок Деревягина в виде, например, подкрановых балок или продольных балок проезжей части мостов может быть допущено только после предварительных испытаний.

Максимальный пролет, перекрываемый балками Деревягина, ограничивается длиной брусьев наличного сортамента, так как устройство стыков

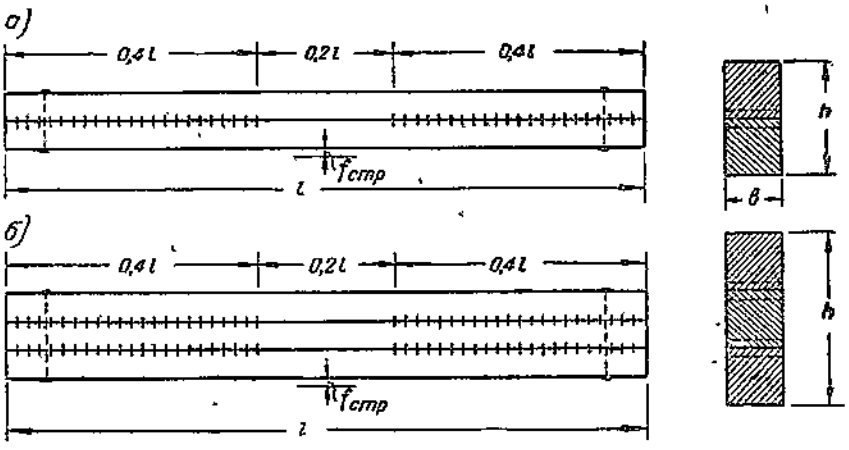


Рис. 21. Балки Деревягина из двух и трех брусьев

в брусьях недопустимо. Растянутый стык нижних брусьев не имеет хорошего конструктивного решения. Стык верхнего сжатого бруса или среднего (в балке из трех брусьев), как показали опыты, значительно снижает прочность и жесткость балки.

Нагрузки на балки Деревягина передаются через верхний брус, опорные реакции—через нижний. Работа нижнего бруса на отрыв не допускается. Возможно решение балки в виде консольно-балочного прогона; в этом случае

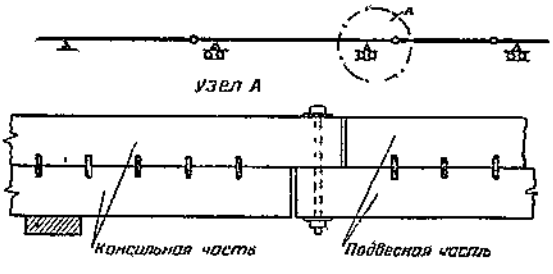


Рис. 22. Шарнир консольно-балочного прогона из балок Деревягина

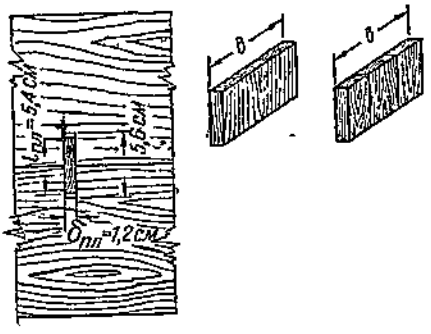


Рис. 23. Нормальные размеры пластинки Деревягина

опорная реакция от подвесной части передается на верхний брус консольной части прогона (рис. 22).

Основные размеры пластинчатых нагелей даны в главе «Нагельные сопряжения».

Нормальные размеры пластинок для составных балок (рис. 23):

$$\delta_{пл}=1,2\ см;\quad l_{пл}=4,5\cdot\delta_{пл}=5,4\ см.$$

Размеры гнезда $5,6\times 1,2$ *см*.

По ширине балки пластинки могут быть цельными или составными (рис. 23).

В зависимости от хода электродолбежника гнезда для пластинок (рис. 24) делаются сквозными (*а*) или глухими (*б*). Как правило, гнезда должны быть сквозными. Глухие гнезда применяются при недостаточном ходе электродолбежника, главным образом, в балках шириной более 15 *см*; глухие гнезда располагаются в плане в шахматном порядке.

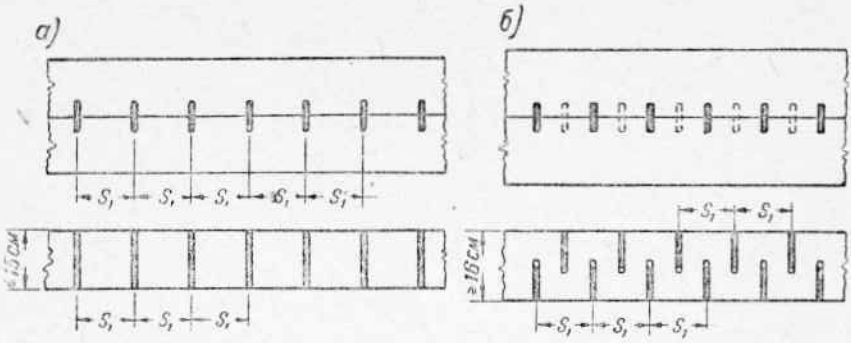


Рис. 24. Сквозные и глухие гнезда для пластинок

Минимальное расстояние между соседними пластинками должно быть $s_1 = 9\delta_{пл}$.

Пластинки ставятся равномерно по длине балки. При симметричной относительно середины балки нагрузке пластинки в средней части балки—на длине 0,2 *l* можно не ставить.

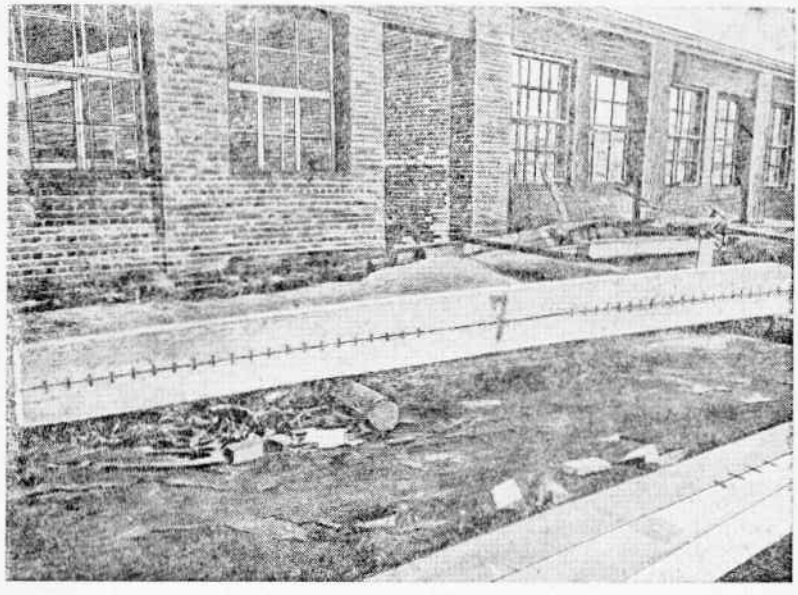


Рис. 25. Балка Деревягина из двух брусьев перед монтажом

На рис. 25 показана готовая балка из двух брусьев, лежащая около производственного корпуса, для покрытия которого она предназначена. Те же балки, уложенные по деревянным стойкам, изображены на рис. 26.

Б. Расчет балок

Податливость связей учитывается при расчете балок как при определении расчетного момента сопротивления и момента инерции балок, так и при определении количества нагелей—пластинок.

Расчет балки производится в следующем порядке:

1. Определяется расчетная погонная нагрузка q на балку, включая собственный вес балки, вычисляемый согласно коэфициенту собственного веса $k_{с.в}$, приведенного в табл. 1.

Собственный вес балки равен

$$g_{с.в} = \frac{g + p}{\frac{1\,000}{k_{с.в} l} - 1},$$

где $g+p$—вся заданная нагрузка, постоянная и временная, кроме собственного веса балки.

2. Определяется расчетный изгибающий момент M.

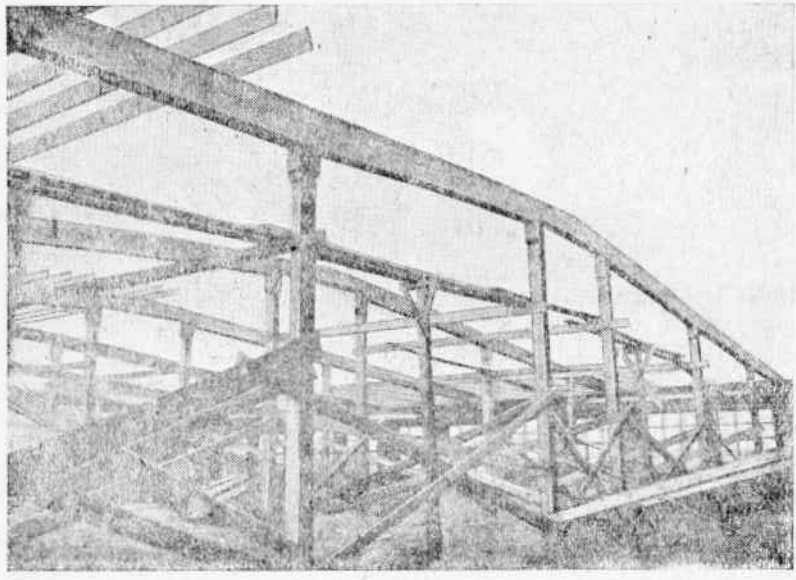


Рис. 26 Монтаж покрытия производственного корпуса с применением балок Деревягина

3. Зная допускаемое напряжение изгиба $[\sigma_и]$ с учетом сорта леса, класса сооружения, влажности и т. д., определяют необходимый момент сопротивления:

$$W = \frac{M}{k_w [\sigma_и]},$$

где k_w—коэфициент снижения момента сопротивления, учитывающий составное сечение балки.

Для балок из двух брусьев $k_w = 0{,}9$,
» » » трех » $k_w = 0{,}8$.

По вычисленному необходимому моменту сопротивления определяют полную высоту балки h, задаваясь шириной ее b:

$$h = \sqrt{\frac{6W}{b}}.$$

Для балки из брусьев квадратного сечения высота и ширина брусьев h_1:

в балке из двух брусьев высота: $h_1 = \sqrt[3]{\frac{3}{2} W}$;

» » » трех » » $h_1 = \sqrt[3]{\frac{2}{3} W}$.

Высота балки, полученная из расчета на прочность, может оказаться недостаточной по условию жесткости.

Из условия допускаемого прогиба находят необходимую величину момента инерции J с учетом коэфициента 0,7, характеризующего, согласно Н и ТУ, влияние податливости связей составной балки на прогиб.

Зная необходимую величину момента инерции J, определяют высоту балки, удовлетворяющую условию прогиба:

$$h = \sqrt[3]{\frac{12J}{b}}.$$

При брусьях квадратного сечения высотой и шириной h_1

в балке из двух брусьев: $h_1 = \sqrt[4]{\frac{3}{2}J}$,

» » » трех » : $h_1 = \sqrt[4]{\frac{4}{9}J}$.

Наибольшее полученное значение h_1 округляется до ближайшего размера по сортаменту.

4. Вычисляется фактическое напряжение изгиба по действительному размеру балки:

$$\sigma = \frac{M}{Wk_w}.$$

5. Определяется количество пластинчатых нагелей.

Допускаемое усилие на нагель:

$$[T_{пл}] = 9l_{пл}b.$$

Количество равномерно расставленных пластинок в каждом шве балки на протяжении от опоры до сечения с максимальным изгибающим моментом M равно:

$$n_{пл} = 1{,}5\frac{MS_{бр}}{J_{бр}[T_{пл}]}.$$

При симметричной относительно середины балки нагрузке в середине балки на длине 0,2 l пластинки не ставятся, так как в этой зоне величина сдвигающих сил незначительна. В этом случае количество пластинок на длине 0,4 l будет:

$$n_{пл} = 1{,}2\frac{MS_{бр}}{J_{бр}[T_{пл}]}.$$

Для балки из двух брусьев, имеющей полную высоту h,

$$n_{пл} = 1{,}2\frac{M \cdot 3}{[T_{пл}]2h} = 1{,}8\frac{M}{[T_{пл}]h}.$$

Соответственно для балки из трех брусьев

$$n_{пл} = 1{,}2\frac{M \cdot 4}{[T_{пл}]3h} = 1{,}6\frac{M}{[T_{пл}]h}.$$

6. Проверяется возможность расстановки полученного числа пластинок при шаге $9\delta_{пл}$. Если полученное число пластинок расставить на длине 0,4 l невозможно, меняется (увеличивается) сечение балки.

7. Вычисляется конструктивный строительный подъем:

$$f_{стр} = 1{,}5f,$$

где f определяется по расчетному моменту инерции $J = 0{,}7\ J_ч$.

В. Изготовление балок[1]

Основные требования, предъявляемые к качеству лесоматериала для балок Деревягина, приведены в стандарте этих балок (ОСТ 90063-40).

[1] См. [11].

1. Отбор лесоматериала (по данным стандарта)

Лесоматериал, идущий на изготовление балок, должен удовлетворять требованиям, изложенным в табл. 5.

Таблица 5

Показатели	Верхний брус	Средний брус	Нижний брус
Лесоматериал	Здоровая древесина хвойных пород без признаков гнили и без червоточины		
Влажность	Не должна превышать (перед изготовлением балок) 18%. Если балки устанавливаются в условиях, обеспечивающих естественное высыхание в процессе эксплоатации, влажность древесины не ограничивается		
Трещины	В зоне сплачивания брусьев, т. е. в полосе шириной по 35 *мм* по обе стороны шва, трещины не допускаются. Суммарная глубина симметричных трещин (расположенных на противоположных поверхностях) не должна превышать $^1/_3$ *в*. Глубина трещин, расположенных на верхней и нижней поверхности брусьев, не ограничивается. Торцовые трещины не ограничиваются на длине 200 *мм* от концов бруса		
Обзол	Допускается на ребрах до $^1/_4$ ширины грани		Допускается на ребрах до $^1/_8$ ширины грани бруса
Сучки	Сучки размером до 30 *мм* не учитываются. Допускаются вполне здоровые сросшиеся сучки размером не более $^1/_3$ стороны бруса, а также выпадающие и рыхлые размером не более 40 *мм*. Общее число сучков на 1 *пог. м* каждой стороны бруса не более трех; если сучки не превышают $^1/_3$ ширины соответствующей грани бруса, то число их может быть допущено до 5	В отношении сучков не ограничивается	Сучки размером до 20 *мм* не учитываются. Допускаются вполне здоровые сросшиеся сучки размером не более $^1/_4$ стороны бруса, а также выпадающие и рыхлые размером не более 25 *мм*. Общее число сучков на 1 *пог. м* каждой стороны бруса не более четырех. Для сучков, расположенных на боковых поверхностях на расстоянии от нижней грани не менее $^1/_3$ высоты бруса, наибольший размер допускаемых сучков может быть увеличен до $^1/_3$ высоты бруса
Косослой	До 10%	До 10%	До 6%

Пластинки должны быть изготовлены из совершенно здоровой древесины дуба; сучки в пластинках не допускаются; косослой не должен превышать 5%.

Влажность пластинок (при их постановке) должна быть ниже 10%. Боковые грани пластинок должны быть остроганы.

2. Изготовление пластинок

Толщина пластинки должна точно соответствовать действительной толщине гнезда. Заготовлять пластинки только по размерам чертежа нельзя. Чтобы строго увязать толщину пластинки с толщиной гнезда, следует переносным цепнодолбежным станком с режущей цепью, предназначенной для выбора гнезд в балках, выбрать несколько пробных гнезд в куске бруса и передать этот брус в столярный цех, изготовляющий пластинки; в столярном цехе по размерам гнезд устанавливают рейсмусовку нагелей на толщину, при которой они заходят в гнезда с легким трением, не ломаясь; при этом устанавливается и длина нагеля—на 2 *мм* меньше длины гнезда.

3. Сборка балок

Балки собираются в специальном станке (рис. 27). Станок в основном состоит из бруса *1*, опирающегося по концам на неподвижные опоры *2*. В станке собираются одновременно две балки. Для удобства переворачивания балок

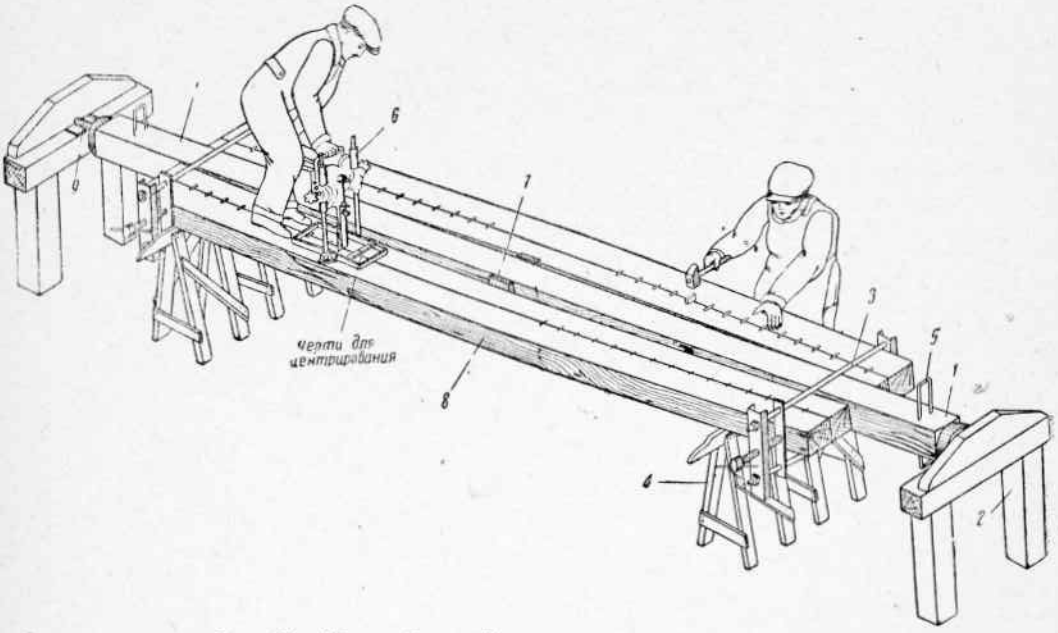


Рис. 27. Сборка балок Деревягина в специальном станке

средний брус *1* делают вращающимся на железной оси *9*. По середине бруса *1* прибивают отрезки досок—бобышки *7*. Толщина бобышек равняется величине конструктивного строительного подъема балки.

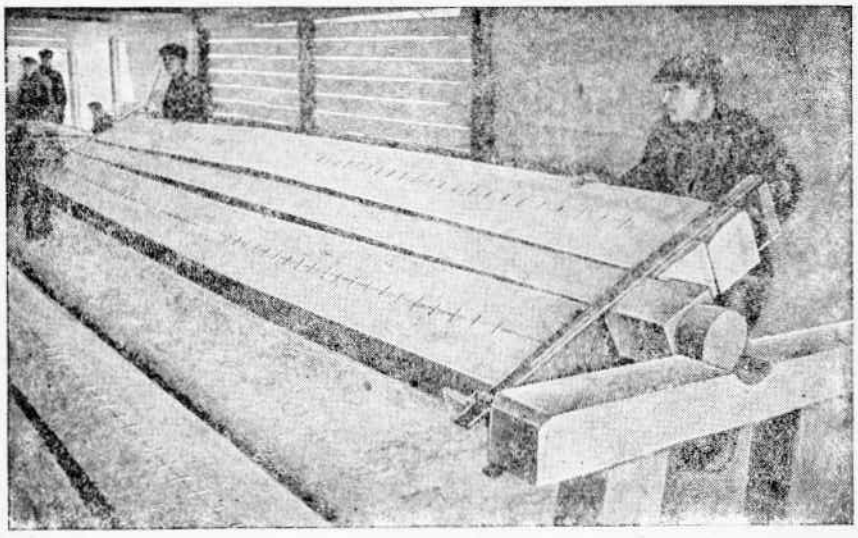


Рис. 28. Переворачивание балок в станке

Балки *8*, предназначенные к сборке, укладываются с двух сторон бруса *1* на отъемные козла *4*. На концы балок надевают металлические хомуты *3*. При затягивании хомутов балки изгибают до тех пор, пока их концы не упрутся в брус *1*. Затем по изогнутым балкам делают разметку пластинок.

Гнезда для пластинок выбираются переносным цепнодолбежным станком *6*. Выборка гнезд долотом и другими кустарными способами не допускается. Для правильной установки цепнодолбежного станка, обеспечивающей одинаковую глубину врезки в оба бруса каждого гнезда, на нижней планке электродолбежника прикрепляют стрелку или проводят черту, которую каждый раз при установке станка совмещают строго по шву балки. Вслед за выборкой гнезд вставляют и легкими ударами молотка забивают пластинки. Если гнезда глухие или если пластинки составные по ширине, то балки надо перевертывать. Для вынимания козел при перевертывании балок брус *7* немного приподнимают при помощи деревянного рычага, вставляемого в скобу *5*. Момент переворачивания балок показан на рис. 28.

После постановки всех нагелей сборка балок закончена.

Винты хомутов отпускают и балки снимают со станка. Готовые балки следует хранить под навесом, укладывая их на прокладки.

Г. Пример расчета

Спроектировать балку системы Деревягина при следующих данных:

Пролет балки $l = 6$ *м*; полная длина — 6,2 *м*; нагрузка постоянная и временная $p + g = 850$ *кг/м*; $[\sigma_и] = 100$ *кг/см*^{2}; $\left[\frac{f}{l}\right] = \frac{1}{300}$.

Собственный вес балки (при $k_{с.в} = 7$) равен:

$$g_{с.в} = \frac{p+g}{\frac{10\,000}{k_{с.в}l} - 1} = \frac{850}{\frac{1\,000}{7 \cdot 6} - 1} = 37{,}3 \text{ кг/м}.$$

Расчетная погонная нагрузка на балку будет, следовательно, $q = 850 + 37 = 887$ *кг/м*;

$$M = \frac{ql^2}{8} = \frac{887 \cdot 6^2}{8} = 3\,990 \text{ кгм}.$$

Необходимый момент инерции получим из условия прогиба:

$$J = \frac{1}{0{,}7}\left(\frac{5}{48} \cdot \frac{Ml}{E\left[\frac{f}{l}\right]}\right) = \frac{1}{0{,}7} \cdot \frac{5}{48} \cdot \frac{399\,000 \cdot 600}{100\,000 \cdot \frac{1}{300}} = 107\,000 \text{ см}^4.$$

При брусьях квадратного сечения высота одного бруса для балки из трех брусьев будет:

$$h_1 = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot 107\,000}{9}} = 14{,}75 \text{ см}.$$

Необходимый момент сопротивления по условиям прочности:

$$W = \frac{M}{[\sigma_и]\, k_w} = \frac{399\,000}{100 \cdot 0{,}8} = 4\,990 \text{ см}^3.$$

Высота одного бруса балки:

$$h_1 = \sqrt[3]{\frac{2}{3} \cdot 4\,990} = 14{,}9 > 14{,}75 \text{ см}.$$

Принимаем балку из трех брусьев 15×15 *см*.

$$W = \frac{15 \cdot 45^2}{6} = 5\,050 \text{ см}^3.$$

Напряжение изгиба:

$$\sigma = \frac{399\,000}{0{,}8 \cdot 5\,050} = 98{,}9 < 100 \text{ кг/см}^2.$$

Принимаем пластинчатый нагель $\delta_{нл} = 1{,}2$ *см*.

$$[T_{нл}] = 9 l_{нл} b = 9(4{,}5 \cdot 1{,}2) \cdot 15 = 730 \text{ кг}.$$

Необходимое количество пластинок по длине 0,4 l от опоры:

$$n_{п.л} = 1{,}6\frac{M}{[T_{п.л}]h} = 1{,}6 \cdot \frac{399\,000}{730 \cdot 45} = 19{,}4.$$

Минимальный шаг: $S_1 = 9\delta_{п.л} = 9 \cdot 1{,}2 = 11$ см.

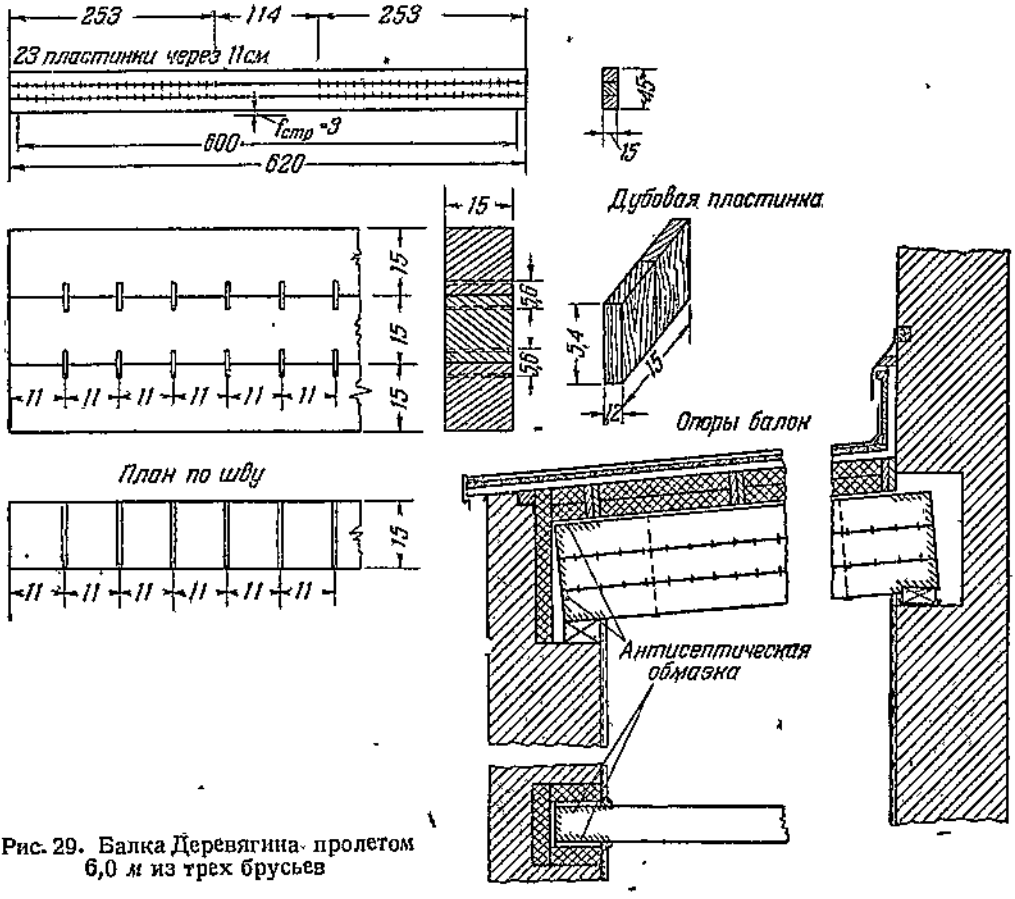


Рис. 29. Балка Деревягина пролетом 6,0 м из трех брусьев

Спецификация на одну балку

№	Элемент	Размер в см	Количество в шт.	Объем в м³	Вес в кг
1	Брусья балки	15×15×620	3	0,418	209
2	Дубовые пластинки	1,2×5,4×1,5	92	0,0051	2,6
	Итого . . .			0,423	211,6

Качество лесоматериала по ОСТ 90063-40; $\kappa_c \cdot \gamma_в = 6{,}7$

При этом шаге можно расставить пластинок на длине 0,4 l:

$$n'_{п.л} = \frac{600 \cdot 0{,}4}{11} = 21{,}8 > 19{,}4 \text{ шт.}$$

Фактически поставлено 23 шт.

Прогиб балки:

$$J = \frac{15 \cdot 45^3}{12} = 114\,000 \text{ см}^4;$$

$$f = \frac{5 \cdot 8{,}84 \cdot 600^4}{384 \cdot 100\,000 \cdot 114\,000 \cdot 0{,}7} = 1{,}86 \text{ см}.$$

Конструктивный строительный подъем:

$$f_{стр} = 1{,}5f = 1{,}5 \cdot 1{,}86 = 2{,}8\ см.$$

Принимаем $f_{стр} = 3{,}0\ см$.

Определим $f_{стр}$ по формуле (II—4):

$$f_{стр} = \frac{f}{1 - \frac{f}{f_ц}\alpha}; \quad \alpha = \frac{3 \cdot \frac{15 \cdot 15^3}{12}}{115\,000} = 0{,}11; \quad f_ц = 1{,}86 \cdot 0{,}7 = 1{,}3\ см; \quad f = f_ц \cdot \frac{1+B}{1+\alpha B};$$

$$B = \gamma \frac{S}{elm_{св}}; \quad \gamma = \frac{2\,500}{\delta_{пд} b}; \quad S = 15 \cdot 15 \cdot 15 = 3\,375\ см^3; \quad e = 15\ см; \quad l = 600\ см; \quad m_{св} = 23 \cdot 2 = 46;$$

$$B = \frac{2\,500}{1{,}2 \cdot 15} \cdot \frac{3\,375}{15 \cdot 600 \cdot 46} = 1{,}13; \quad f = 1{,}3\,\frac{1+1{,}13}{1+0{,}11 \cdot 1{,}13} = 2{,}47; \quad f_{стр} = \frac{2{,}47}{1 - \frac{2{,}47}{1{,}3} \cdot 11} = 3{,}1\ см$$

вместо ранее полученного 2,8 *см*.

Чертеж балки со спецификацией материала дан на рис. 29.

Определяем фактический коэфициент собственного веса. Вес балки по данным спецификации составляет 211,6 *кг*.

$$k_{с.в} = \frac{1\,000\, g_{с.в}}{ql} = \frac{1\,000 \cdot \frac{211{,}6}{6}}{\left(850 + \frac{211{,}6}{6}\right) \cdot 6} = 6{,}7,$$

что близко к принятому в начале расчета $k_{с.в} = 7$.

§ 10. БАЛКИ НА ШПОНКАХ

Балки на деревянных шпонках являются теперь устаревшим решением составных балок кустарного изготовления. Применение их вместо балок Деревягина может быть оправдано лишь при отсутствии цепнодолбежника или электроэнергии, а также при подвижной нагрузке или в случае применения обзолистых брусьев или бревен.

Соответственно типам деревянных шпонок (раздел четвертый, гл. III, ч. I курса) различают составные балки на прямоугольных (продольных и поперечных) шпонках, на колодках и на наклонных (косых) шпонках.

Прямоугольные шпонки могут воспринимать сдвигающие усилия переменного знака; в этом их основное преимущество перед наклонными шпонками, более экономичными, но не пригодными для составных балок под знакопеременную нагрузку.

Составные балки на шпонках применяются в покрытиях, перекрытиях, деревянных мостах и эстакадах кустарного, построечного изготовления. Надежность балок составного сечения в значительной степени зависит от равномерности включения в работу всех шпонок, что возможно только при плотной постановке их в гнезда. Если это условие не выполнено, происходит перегрузка одних шпонок (поставленных более плотно) за счет других (поставленных менее плотно). В конечном итоге перегрузка может привести к последовательному *скалыванию* зубьев и разрушению конструкции. Механизированное изготовление шпоночных сопряжений, которое могло бы обеспечить равномерность их работы, значительно сложнее и дороже изготовления балок Деревягина.

Точность кустарного изготовления балок на шпонках обычно бывает недостаточной, тем более что производство осложняется необходимостью придания им строительного подъема.

Шпоночные сопряжения всегда требуют постановки рабочих стяжных болтов. Усушка балок, снижая их высоту, приводит к ослаблению натяжения в болтах, что вызывает добавочное провисание балок от поворота шпонок. Поэтому в процессе эксплоатации балок необходима подтяжка болтов.

Максимальный пролет брусчатой балки на шпонках ограничивается, так же как и для балок Деревягина, длиной лесоматериала по существующему сортаменту.

Шпоночные балки делаются из двух и трех бревен или брусьев.

А. Балки на наклонных шпонках

Наклонные шпонки изготовляются из плотной отборной сосновой древесины или дуба и ставятся восходящими от опор к сечению с максимальным изгибающим моментом, соответственно направлению сдвигающих усилий, воспринимаемых шпонками (рис. 30).

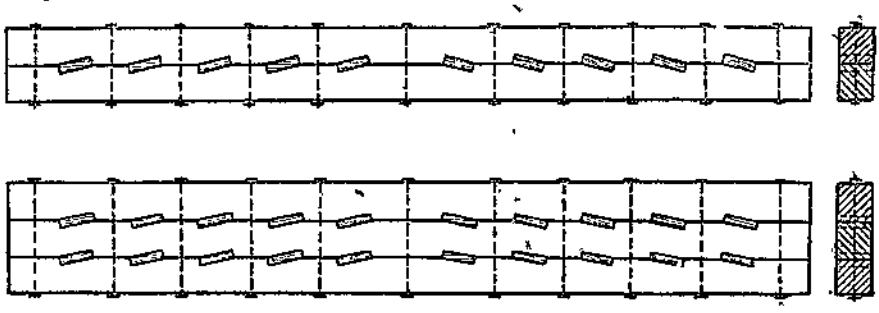


Рис. 30. Составная балка на наклонных шпонках

Если на составную балку, помимо постоянной нагрузки, действует подвижная нагрузка, вследствие чего поперечная сила, а следовательно, и сдвигающие усилия при перемещении груза меняют знак на средних участках длины балки, то некоторые шпонки могут выключаться из работы (рис. 31). В такой балке можно заменить в средней зоне наклонные шпонки прямыми продольными шпонками, работающими и при знакопеременных сдвигающих усилиях.

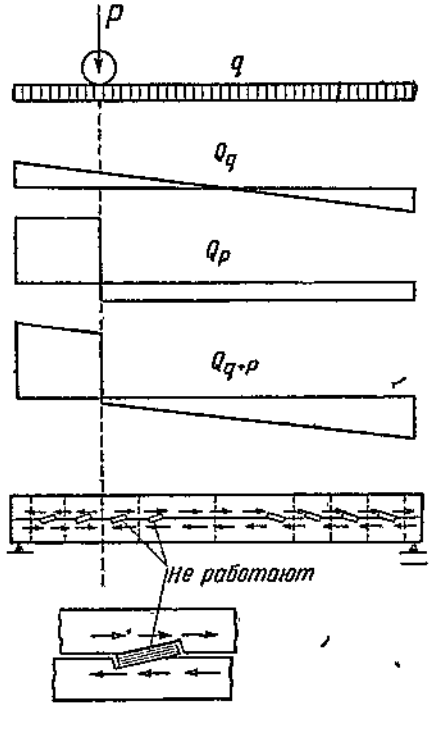


Рис. 31. Влияние подвижной нагрузки в составной балке на наклонных шпонках

Б. Балки на поперечных натяжных шпонках

Поперечная шпонка, состоящая из двух клиньев (рис. 32), дает возможность путем подклинки получать более плотное сопряжение; благодаря этому неточность изготовления сказывается здесь в меньшей степени. Плотность сопряжения и бо́льшая податливость работы этих шпонок на смятие поперек волокон лучше обеспечивают равномерность совместной работы всех поставленных шпонок.

Недостатками этих шпонок являются их меньшая мощность, а также возможное влияние усушки самих шпонок поперек волокон. В процессе эксплоатации балок необходимо помимо подтяжки болтов производить подклинку шпонок; подклинка осуществляется только при разгруженном (на домкратах) состоянии балок.

В. Балки на колодках

Наличие значительного зазора между сопрягаемыми элементами балок на колодках (рис. 33) обеспечивает хорошее их проветривание и способствует лучшему просыханию балок после намокания от дождя и снега. Поэтому балки на колодках применяются, главным образом, в открытых незащищенных сооружениях—в деревянных мостах и эстакадах и выполняются большей частью из круглого леса. По своей работе колодки аналогичны продольным шпонкам.

Г. Расчет балок на шпонках

Необходимое по условию прочности и жесткости сечение балок определяется так же, как и для балок Деревягина. Ослабление сечения от врезки шпонок, расположенное близко к нейтральной оси балки, при вычислении мо-

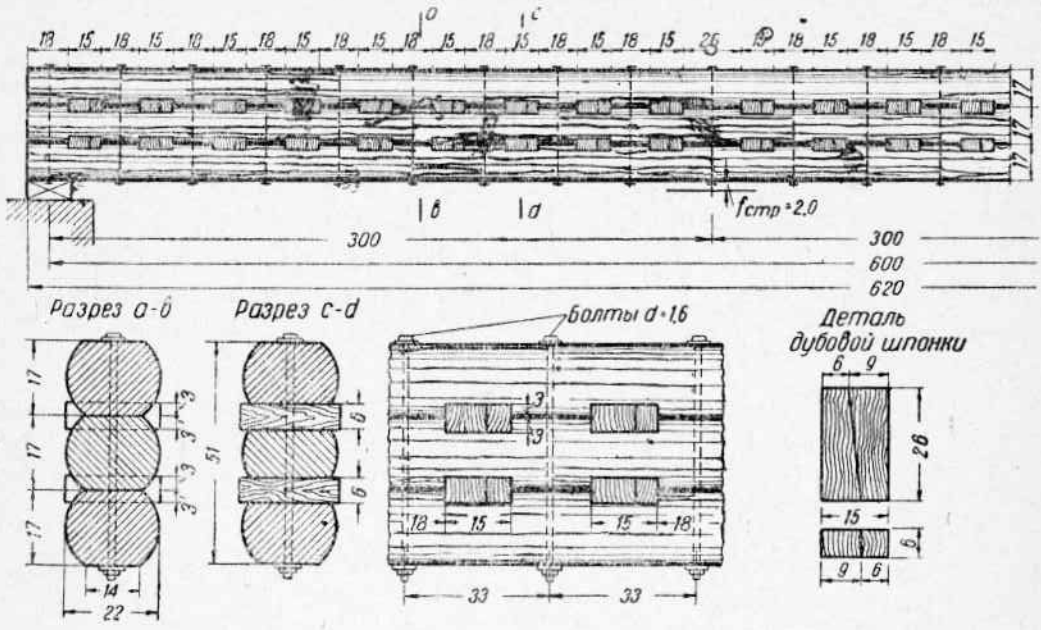


Рис. 32. Составная балка на поперечных натяжных дубовых шпонках

мента инерции и момента сопротивления может не учитываться. Ослабление от болтов, стягивающих балку, должно учитываться при определении момента сопротивления сечения балок. При определении сечения балок по условию про-

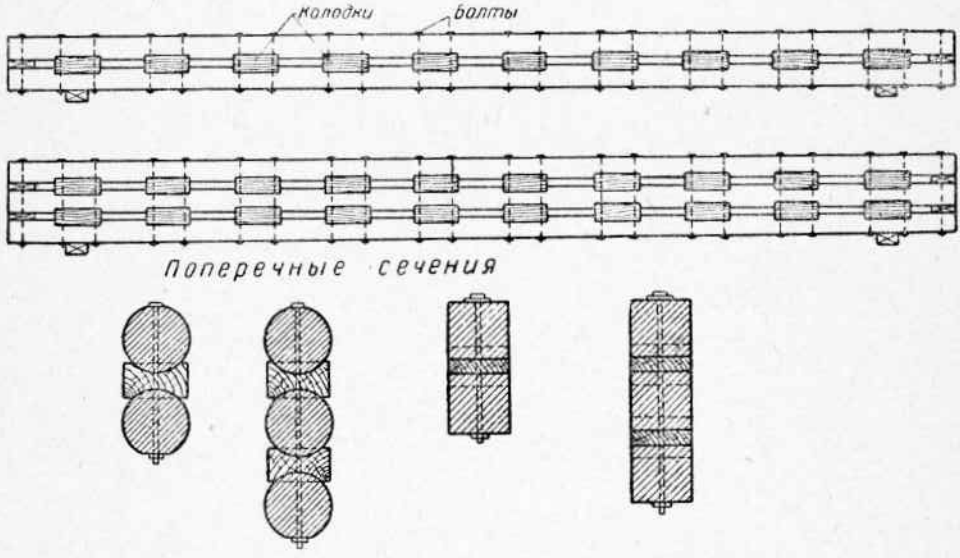


Рис. 33. Составная балка на колодках

гиба ослабление от болтов можно не учитывать, так как эти местные по длине балки ослабления мало влияют на жесткость балок.

Назначение размеров шпонок и определение допускаемого усилия на них производятся согласно указаниям § 51 первой части курса. Количество шпонок

в каждом шве балок на протяжении от опоры до сечения с максимальным моментом определяется по формуле:

$$n_ш = 1{,}5\,\frac{MS_{бр}}{J_{бр}\,[T_ш]}.$$

При нагрузке, симметричной относительно середины балки, шпонки в средней части балки длиной $0{,}2\,l$ можно не ставить. В этом случае в вышеприведенной формуле коэфициент 1,5 заменяется коэфициентом 1,2.

Шпонки ставятся равномерно по длине балки.

Строительный подъем определяется так же, как и в балках Деревягина.

Д. Изготовление балок

1. Отбор материала

Лесоматериал, идущий на изготовление составных балок на шпонках, должен удовлетворять требованиям стандарта на брусчатый и круглый лес. Помимо общих требований стандартов, брусья и бревна, идущие на изготовление балок, в отношении сучков, трещин, косослоя и свилеватости должны удовлетворять также требованиям табл. 1 Н и ТУ. Нижний брус составных балок относится при этом ко второй категории элементов, верхний—к третьей. Средний брус (или бревно) в балке из трех элементов, слабо напряженный при изгибе, также относится к элементам третьей категории.

Для изготовления продольных прямых шпонок и колодок должен быть выбран воздушно-сухой материал наилучшего качества. Небольшие размеры шпонок позволяют сделать строгий отбор материала.

2. Сборка балок

При сборке балкам необходимо придавать строительный подъем. С этой целью балки можно собирать в таком же станке, что и балки Деревягина. Последовательность сборки следующая:

а) Брусья или бревна для балок на шпонках выгибают в станке так же, как и для балок Деревягина.

б) Производят разметку гнезд для шпонок с обеих граней балок и маркировку брусьев.

в) Балки вынимают из станка. Выборку гнезд производят, когда балки находятся в разобранном состоянии.

г) Балки вновь собирают в станке с соблюдением полного совпадения марок, причем боковые поверхности гнезд должны точно совпасть. В этом основная трудность изготовления и сборки балок; поскольку теперь уже выгибаются брусья, отличающиеся от первоначальных наличием местных ослаблений от врезок для шпонок, необходимо для обеспечения точного совпадения противопоставленных гнезд обеспечить точное совпадение кривизны изгибаемых брусьев, для чего строительный подъем следует придавать балкам в станке не при помощи прокладок в середине пролета балки, а при помощи «шаблонов» (кружальных прокладок), воспроизводящих требуемую дугу строительного подъема по всей длине балки.

д) Вставляют шпонки, рассверливают отверстия и ставят болты, после чего балку вынимают из станка.

Е. Пример расчета

Спроектировать балку на поперечных натяжных дубовых шпонках при следующих данных: равномерно распределенная нагрузка 920 *кг/м*; пролет $l = 6{,}0$ *м*; длина балки—6,2 *м*; лес полусухой; сооружение незащищенное; сорт леса соответствует классу сооружения; $\left[\frac{f}{l}\right] = \frac{1}{250}$.

1. Определение собственного веса балки ($k_{с.б} = 12$):

$$g_{с.б} = \frac{920}{\frac{1\,000}{12 \cdot 6} - 1} = 71 \text{ кг/м}.$$

2. Расчетный изгибающий момент:

$$M = \frac{(920 + 71) \cdot 6^2}{8} = 4\,460 \text{ кгм}.$$

3. Определение момента инерции и момента сопротивления сечения балки

Задаемся сечением балки из трех бревен $d = 22$ см (рис. 32). Ширина стески равна $b = 14$ см. Диаметр бревна и ширина стески отнесены к верхнему отрубу (тонкому концу бревна).

Момент инерции и момент сопротивления определяем по диаметру d_1 бревна в середине пролета, т. е. с учетом сбега.

$$d_1 = 22 + 0{,}008 \cdot \frac{620}{2} = 24{,}5 \text{ см}.$$

Высоту стески h в тонком конце бревна (рис. 34) находим в приложении 6 первой части курса или определяем по формуле:

$$h = \frac{d}{2} - \frac{1}{2}\sqrt{d^2 - b^2} = \frac{22}{2} - \frac{1}{2}\sqrt{22^2 - 14^2} = 2{,}5 \text{ см}.$$

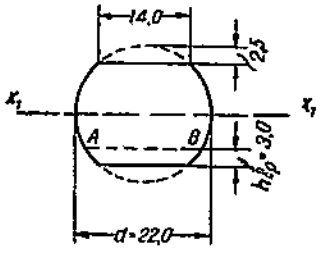


Рис. 34. Размеры опиливаемого горбыля и гнезда для шпонки

Половина высоты бревна:

$$z = r - h = 11 - 2{,}5 = 8{,}5 \text{ см}.$$

Так как плоскость стески параллельна оси бревна, это же значение z будет и по середине пролета балки.

Площадь сечения одного бревна (см. приложение 4 первой части курса):

$$F_1 = \left(2{,}5\frac{d_1}{z} - 1{,}85\right) z^2 = \left(2{,}5 \cdot \frac{24{,}5}{8{,}5} - 1{,}85\right) \cdot 8{,}5^2 = 386 \text{ см}^2.$$

Момент инерции сечения одного бревна относительно оси $X_1 - X_1$:

$$J_{x1-x1} = \left(\frac{d_1}{z} - 1{,}2\right) z^4 = \left(\frac{24{,}5}{8{,}5} - 1{,}2\right) \cdot 8{,}5^4 = 8\,770 \text{ см}^4.$$

Момент инерции всего сечения балки относительно оси $X - X$:

$$J_{x-x} = 3 \cdot 8\,770 + 2 \cdot 386 \cdot 17^2 = 249\,300 \text{ см}^4.$$

Момент сопротивления сечения:

$$W_x = \frac{249\,300 \cdot 2}{51} = 9\,750 \text{ см}^3.$$

Расчетный момент инерции:

$$J = 0{,}7 \cdot 249\,300 = 174\,500 \text{ см}^4.$$

Расчетный момент сопротивления:

$$W = 0{,}8 \cdot 9750 \cdot 0{,}9^* = 7\,020 \text{ см}^3.$$

Статический момент сдвигаемой части относительно нейтральной оси:

$$S_{бр} = 386 \cdot 17 = 6\,560 \text{ см}^3.$$

$$\frac{J_{x-x}}{S_{бр}} = \frac{249\,300}{6\,560} = 38.$$

* Здесь 0,9—приблизительный учет ослабления сечения болтом.

4. Поверка напряжения

$$\sigma = \frac{446\,000}{7\,020} = 65{,}5 < 80 \ кг/см^2.$$

Здесь $\sigma_н] = 100 \cdot 0{,}8 = 80 \ кг/см^2$

5. Поверка прогиба

$$f = \frac{5Ml}{48EJ} = \frac{5}{48} \cdot \frac{446\,000 \cdot 600}{90\,000 \cdot 174\,500} = \frac{134}{75\,200} = \frac{1}{560} < \frac{1}{250}.$$

6. Расчет шпонок

Расчет шпонок ведем в запас прочности по тонкому концу бревна; задаемся глубиной врезки шпонки:

$$h_{вр} = \frac{17}{6} = 2{,}84 \approx 3 \ см \ (рис.\ 32).$$

Размер AB площадки смятия (рис. 34):

$$AB = 2 \cdot \sqrt{r^2 - (3 + 2{,}5)^2} = 2 \cdot \sqrt{11^2 - 30{,}2} = 19 \ см.$$

Площадь смятия:

$$F_{см} = \frac{19 + 14}{2} \cdot 3 = 49{,}5 \ см^2.$$

Площадь скалывания шпонки при длине шпонки $5h_{вр} = 15$ см:

$$F_{ск} = 15 \cdot 19 = 285 \ см^2.$$

Допускаемые усилия на шпонку:

$$[T_ш]_{см} = 49{,}5 \cdot 50 \cdot 0{,}8 \quad 1\,980 \ кг;$$

$$[T_ш]_{ск} = 285 \cdot 10 \cdot 0{,}8 = 2\,280 \ кг.$$

Необходимое количество шпонок на полупролете балки:

$$n_ш = 1{,}5 \frac{MS}{J[T_ш]} = 1{,}5 \cdot \frac{446\,000}{38 \cdot 1\,980} = 8{,}9.$$

Принимаем 9 шпонок

Поверка на скалывание элемента балки между шпонками.

Определим расстояние между шпонками s (длина скалывания):

$$\frac{620}{2} = 9l_ш + 9{,}5 \ s; \qquad s = \frac{310 - 9 \cdot 15}{9{,}5} = 18{,}4 \ см.$$

Принимаем $s = 18{,}0$ см; $10 h_{вр} = 30 > 18$ см; $2h_{бр} = 2 \cdot 17 = 34 > 18$ см; $18 \ см > l_ш = 15$ см.

Площадь скалывания бруса между шпонками:

$$F_{ск} = 18 \cdot 19 = 342 \ см^2.$$

Усилие на одну шпонку:

$$T_ш = \frac{1\,980 \cdot 8{,}9}{9} = 1\,960 \ кг.$$

Напряжение скалывания в балке:

$$\tau = \frac{1\,960}{342} = 5{,}72 \ кг/см^2.$$

Допускаемое напряжение на скалывание:

$$[\tau] = 12 \cdot 0{,}6 \cdot 0{,}8 = 5{,}75 > 5{,}72 \ кг/см^2.$$

7. Расчет болтов

$$M_ш = 1960 \cdot 3 = 5880 \text{ кгсм};$$

$$Q_ш = \frac{5880}{15} = 392 \text{ кг};$$

$$F_{болта} = \frac{392}{950} = 0{,}412 \text{ см}^2.$$

Принимаем конструктивно болты $d = 16$ мм.

8. Конструктивный строительный подъем

$$f_{упр} = \frac{600}{560} = 1{,}07 \text{ см}; \quad f_{стр} = 1{,}5 \cdot 1{,}07 = 1{,}6 \text{ см}.$$

Принимаем $f_{стр} = 2{,}0$ см.

9. Коэфициент собственного веса

а) Собственный вес балки: $6{,}2 \cdot (3 \cdot 0{,}0386) \cdot 500 = 358$ кг;
б) вес 19 болтов с шайбами $: 19 \cdot 1{,}12 = 21{,}3$ кг.
Полный вес балки на 1 м длины:

$$g_{с.в} = \frac{358 + 21{,}3}{6{,}2} = 61 \text{ кг/м};$$

$$k_{с.в} = \frac{1000 \cdot 6}{(920 + 65) \cdot 6} = 10{,}3.$$

В данном примере сечение балки определилось условием размещения шпонок (при принятой величине стески), а не условиями прочности или прогиба.

§ 11. ДВУТАВРОВЫЕ ГВОЗДЕВЫЕ БАЛКИ С ПЕРЕКРЕСТНОЙ СТЕНКОЙ

А. Конструкция балок

Двутавровые гвоздевые балки с перекрестной стенкой применяются, главным образом, в пологих покрытиях пролетом 6—12 м, с толевой или рубероидной кровлей. Возможно применение их и в междуэтажных перекрытиях. Балки с перекрестной стенкой при достаточной строительной высоте являются надежной конструкцией построечного изготовления. Элементы балок соединяются с помощью гвоздей. Гвоздевые балки могут провиснуть, если им не придать конструктивный строительный подъем или назначить слишком малую высоту.

По очертанию верхнего пояса различают три типа гвоздевых балок с перекрестной стенкой (табл. 1, схема 6):

а) балки с параллельными поясами,
б) балки с наклонным верхним поясом односкатные,
в) балки с наклонным верхним поясом двухскатные.

Нормальное отношение полной высоты балки к пролету в ее середине назначается в пределах

$$\frac{h}{l} = \frac{1}{9} \div \frac{1}{7}.$$

Высота на опоре h' двухскатных и односкатных балок зависит от угла наклона кровли; если принять $h' = 0{,}7h$, то уклон кровли i будет:

при $\frac{h}{l} = \frac{1}{7}$ .... $i = \frac{1}{11{,}7}$,

» $\frac{h}{l} = \frac{1}{8}$ .... $i = \frac{1}{13{,}3}$,

» $\frac{h}{l} = \frac{1}{9}$ .... $i = \frac{1}{15{,}0}$.

Балки с перекрестной стенкой применяются, как однопролетные, свободно лежащие, пролетом 6—12 м.

Основными элементами балок с перекрестной стенкой являются пояса, перекрестная дощатая стенка и ребра жесткости (см. ниже рис. 42).

1. Пояса

Верхние и нижние пояса балок состоят из двух досок равной ширины и толщины. При обычных нагрузках и нормальных пролетах толщина досок поясов колеблется от 4 до 7 *см*, ширина—от 16 до 22 *см*. Доски поясов скрепляются с перекрестной стенкой гвоздями.

При проектировании балок следует обращать внимание на правильный выбор длины поясных гвоздей (рис. 35). Гвоздь должен войти во вторую доску пояса на достаточную глубину. Длина защемления гвоздя a во второй доске пояса, за вычетом всех щелей (по 2 *мм* каждая) и острия гвоздя ($1{,}5\,d_{гв}$), должна быть не менее $4\,d_{гв}$.

Длины гвоздей, удовлетворяющие этому условию при разных толщинах досок пояса и стенки, даны в табл. 6.

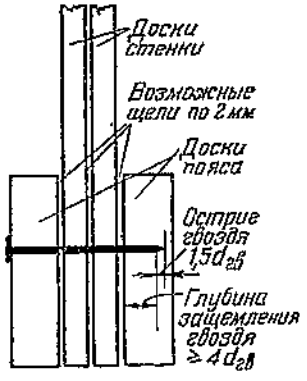


Рис. 35. Определение защемления гвоздя в доске пояса

Таблица 6

Длина поясных гвоздей в балках с перекрестной стенкой

Толщина доски пояса в *мм*	Толщина каждой доски стенки в *мм*	Длина гвоздя в *мм*
40	19	125
	22	125
	25	125
50	22	150
	25	150
60	25	150 или 175
	30	175
70	30	175
	35	200

Размещение расчетного количества гвоздей в поясах осуществляется вертикальными рядами, забиваемыми поочередно с одной и с другой сторон пояса. На рис. 36, *а* приведено размещение гвоздей в верхнем или нижнем поясах балок при минимальных расстояниях между гвоздями. Расстояние s_1 между

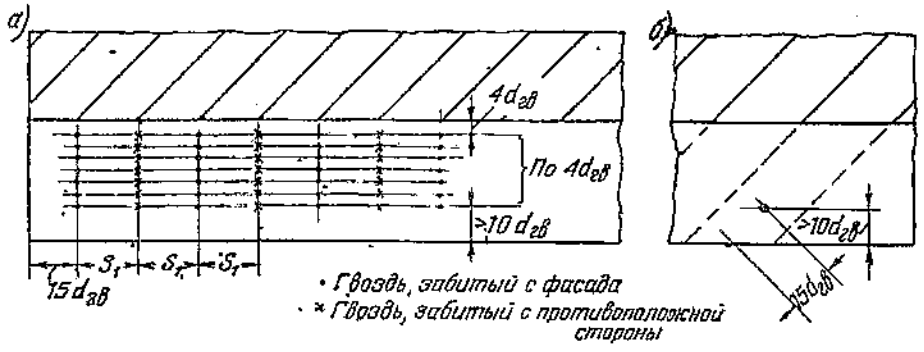


Рис. 36. Размещение гвоздей в доске пояса

соседними вертикальными рядами гвоздей определяется в зависимости от отношения $\frac{c}{d_{гв}}$, где c—соответственная толщина пробиваемого гвоздем элемента (доска пояса), а $d_{гв}$—диаметр гвоздя;

при $\frac{c}{d_{гв}} \geq 10$ .... s_1 — не менее $15\,d_{гв}$;

при $\frac{c}{d_{гв}} = 4$ .... s_1 — » » $25\,d_{гв}$.

Для промежуточных значений $\frac{c}{d_{гв}}$ расстояние s_1 определяется по интерполяции (см. рис. 301 ч. I курса). Расстояние от нижней грани доски нижнего пояса (или соответственно от верхней грани доски верхнего пояса) до первой горизонтальной риски гвоздевого забоя назначают $10\,d_{гв}$, исходя из нормы $15\,d_{гв}$ от края доски перекрестной стенки вдоль ее волокон до первого гвоздя (рис. 36, *б*). При угле наклона досок косой стенки 45° к нижнему поясу это расстояние равно $15\,d_{гв}\frac{1}{\sqrt{2}} \approx 10\,d_{гв}$.

Минимальное расстояние между гвоздями вертикального ряда равняется $4\,d_{гв}$.

Пролеты гвоздевых двутавровых балок обычно превышают нормальную длину досок (6,5 *м*), поэтому пояса имеют стыки

Стык верхнего (сжатого) пояса (см. ниже рис. 44) осуществляется упором с приторцовкой досок и либо располагается по середине пролета, либо сдвигается к опоре, в зависимости от длины пролета и наилучшего использования длины досок при минимуме обрезков.

Для обеспечения необходимой монтажной жесткости балок в месте стыка ставятся накладки и стяжные болты.

Стыки досок нижнего пояса могут быть выполнены несколькими способами.

а) Стык досок нижнего пояса с деревянными прокладками и накладками по середине пролета (см. ниже рис. 44). Перекрестная стенка в месте такого стыка вырезается на высоту досок нижнего пояса. Вместо вырезанной части перекрестной стенки ставится деревянная прокладка. С внешней стороны доски пояса перекрываются деревянными накладками, и весь пакет досок сшивается расчетным количеством гвоздей или нагелей. Стык подобной конструкции устраивается в месте минимальных сдвигающих усилий (при обычной равномерной нагрузке—по середине пролета балки, где сдвигающие усилия, передаваемые со стенки на пояса, невелики).

Подрезанная стенка в месте стыка закрепляется специальными брусками, скрепляемыми со стенкой и с досками пояса расчетным количеством гвоздей.

При гвоздевом забое в стыке, изображенном на рис. 44, усилие в прокладке вдвое больше, чем в досках накладок, что соответствует вдвое большему количеству «срезов» гвоздей, соединяющих доски пояса с прокладкой, по сравнению с числом «срезов» гвоздей между досками поясов и накладками. Толщина доски прокладки должна в этом случае равняться толщине доски пояса, так как усилия в них равны. Следовательно, и суммарная толщина двух досок перекрестной стенки также должна быть одинаковой с толщиной доски пояса.

Стык по рис. 44 имеет обычно большую длину, зависящую от минимального расстояния s_1 между вертикальными рядами гвоздей. Более коротким является стык со сквозными металлическими нагелями (см. ниже рис. 45). Усилие в прокладке в этом случае следует считать также вдвое больше, чем в накладке.

б) Стык с деревянной прокладкой и удлиненными накладками по середине пролета (рис. 37). Цель устройства такого стыка—разгрузить прокладку, передавая на накладки больше половины усилия пояса.

Нагели, поставленные на участках *x* накладок, соединяют доски пояса только с накладками.

Усилие пояса передается на прокладку и накладки пропорционально мощности нагельных соединений между этими элементами.

Устройство такого стыка рационально в тех случаях, когда толщина прокладки (т. е. толщина обеих досок перекрестной стенки) меньше, чем толщина поясной доски.

в) Стык с деревянными накладками, сдвинутый к опоре. Доски нижнего пояса в месте стыка перекрываются деревянными накладками; прокладка не ставится и стенка, следовательно, не вырезается.

Вследствие отсутствия прокладки усилие в каждой накладке равняется усилию в одной поясной доске. В таком стыке целесообразно применение тонких нагелей из круглого железа диаметром 10—12 *мм* с постановкой их в четыре горизонтальных ряда.

«Срезом» по шву между накладкой и доской пояса нагели работают на перекрытие стыка, соединяя накладки с досками пояса, а срезом по шву между стенкой и доской пояса—на восприятие сдвигающих усилий. Так как стык сдвинут к опоре, то сдвигающее усилие здесь значительно больше, чем при стыке по середине пролета, и доски перекрестной стенки должны быть надежно скреплены с поясами при помощи часто поставленных нагелей.

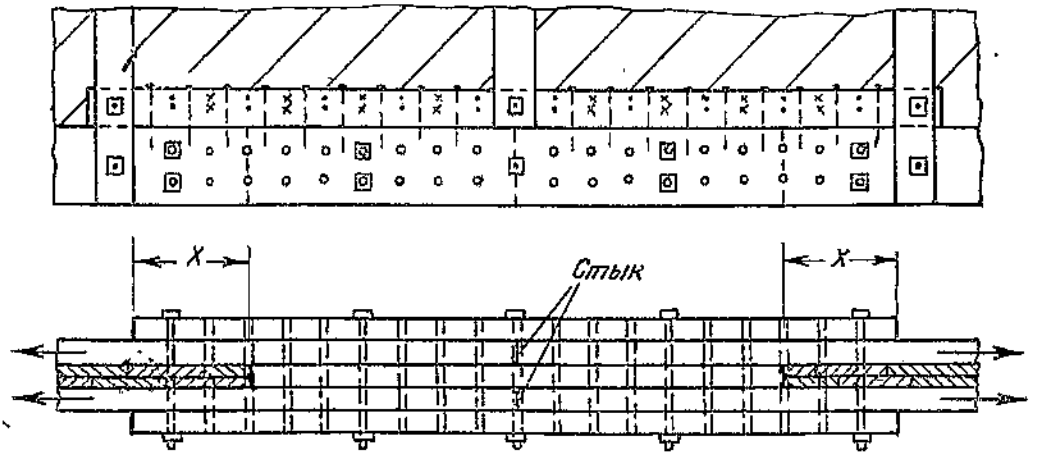


Рис. 37. Стык нижнего пояса на нагелях с удлиненными накладками

Стык с деревянными накладками на нагелях может быть применен и по середине пролета; в этом случае при расположении нагелей в два ряда стык обычно получается чрезмерно длинным.

Выбор того или иного типа стыка зависит от длины пролета балки и от нагрузки. Не следует ради минимального количества обрезков в поясных досках устраивать нерациональные стыки (у опоры, вразбежку и т. п.), тем более что значительная часть обрезков может быть использована на прокладки ребер жесткости и на стыковые накладки.

Нормальным решением следует считать стык по середине пролета с деревянными накладками и прокладкой (с вырезом косой стенки).

2. Перекрестная стенка

Стенка балки состоит из двух перекрестных слоев досок, располагаемых по отношению к поясу под углом 30—45°. Пологое расположение досок облегчает прикрепление их к поясным доскам, но, как правило, приводит к значительному уширению опорного ребра жесткости. Обычно доски стенки располагаются под углом 45° к нижнему поясу балки и под углом 90° друг к другу. Толщина досок стенки 19—22—25 *мм*. Ширина досок стенки берется не менее 16—18 *см*, так как при меньшей ширине досок увеличивается количество щелей в стенке, а следовательно, увеличивается и количество нерабочих поясных гвоздей, попадающих в эти щели.

Доски стенки, представляющие собой решетку многораскосной фермы, взаимно скрепляются в пределах между верхним и нижним поясом гвоздевым забоем для увеличения монолитности стенки и обеспечения совместной работы этих досок при выпучивании стенки из плоскости балки.

При толщине двухслойной стенки 38 *мм* доски стенки сбиваются гвоздями $d_{гв}=3$ *мм* и $l_{гв}=60$ *мм*; при толщине 44 *мм*—гвоздями $d_{гв}=3$ *мм* и $l_{гв}=70$ *мм*; при толщине 50 *мм*—гвоздями $d_{гв}=3{,}5$ *мм* и $l_{гв}=80$ *мм*.

3. Ребра жесткости

Назначение ребер жесткости—увеличить жесткость стенки и распределить нагрузку между верхним поясом, стенкой и нижним поясом. Ребра жесткости ставятся на расстоянии $^1/_8$—$^1/_{10}$ пролета, не превышающем обычно высоты балки.

В местах расположения сосредоточенных грузов (например под бортом фонаря, в месте крепления монорельса и т. д.) следует всегда ставить ребра жесткости. Прогоны кровли также по возможности следует располагать над ребрами жесткости.

Ребра жесткости состоят из прокладок и накладок. Толщина прокладок равна толщине поясных досок. Толщина накладок в промежуточных ребрах обычно берется равной толщине досок стенки (иногда—досок пояса), а в опорном ребре—толщине досок пояса. Ширина накладок и прокладок в промежуточных ребрах принимается обычно равной половине ширины досок пояса, а в опорных ребрах—полной ширине поясной доски (см. ниже рис. 43). Прокладки ребер крепятся к стенке такими же гвоздями, какие ставятся в поясные доски. Накладки промежуточных ребер крепятся к прокладкам гвоздями стенки. Число гвоздей в промежуточном ребре назначается по конструктивным соображениям и зависит от ширины ребровых досок и высоты балки.

Размещение гвоздей в промежуточном ребре жесткости показано ниже на рис. 43.

Интенсивность расстановки гвоздей, соединяющих прокладку опорного ребра жесткости со стенкой, такая же, как в прилегающих панелях поясов. Накладки опорных ребер соединяются болтами $d = 12 \div 16$ *мм* и нагелями того же диаметра. Здесь через опорное ребро жесткости осуществляется передача почти полной опорной реакции от опорной прокладки к доскам перекрестной стенки.

* Согласно «Указаниям по проектированию и применению деревянных конструкций в условиях военного времени» гвоздевые балки с перекрестной стенкой должны иметь полную высоту в середине пролета не менее $^1/_9\,l$. В односкатных и двухскатных балках высота на опоре должна быть не менее 0,4 высоты в середине пролета. Стык досок нижнего пояса располагается в середине пролета и решается с вырезом стенки (см. ниже рис. 44 и 45). В балках пролетом более 10 *м* перекрестная стенка по середине высоты балки скрепляется гвоздями—по два гвоздя на каждую доску. Промежуточные ребра жесткости прикрепляются к стенке гвоздями и накладок не имеют. Торцы ребер жесткости должны быть плотно пригнаны к поясам*.

Б. Расчет балок

Двутавровая гвоздевая балка с перекрестной стенкой по статической схеме представляет собой многораскосную ферму. Вследствие большого количества раскосов (досок перекрестной стенки), вплотную прилегающих друг к другу, стенка в расчете условно принимается монолитной; однако она не воспринимает нормальных (поясных) усилий от изгибающего момента и работает только на восприятие сдвигающих усилий.

Так как при значительной высоте h балки по сравнению с шириной h_1 поясной доски действительная трапециевидная эпюра нормальных напряжений в поясах близка к прямоугольной, то Н и ТУ разрешают при $h \geqslant 4h_1$ вводить в расчет прямоугольную эпюру напряжений.

Последовательность и методы расчета балок следующие.

1. Балки с параллельными поясами

а) Определение нагрузки, действующей на балку, включая и ее собственный вес.

б) Определение сечения поясов балки. Задаемся полной высотой h балки в середине пролета $\left(h = \frac{l}{7} \div \frac{l}{9}\right)$ и шириной h_1 поясных досок.

Определяем плечо $h_0 = h - h_1$ внутренней пары (расстояние между центрами поясов).

Максимальная нормальная сила в поясах:

$$N_{max} = \frac{M_{max}}{h_0}.$$

Необходимая площадь сечения поясов:

$$F_{бр} = \frac{N_{max}}{[\sigma_p]\, k_p k'},$$

где $[\sigma_p]$ — основное допускаемое напряжение на растяжение с учетом влажности леса, его сорта и т. д.;

$k_p = 0{,}9$ — коэфициент снижения основного допускаемого напряжения, вводимый согласно Н и ТУ при сопряжениях на нагелях;

$k' = 0{,}8 \div 0{,}85$ — коэфициент, учитывающий ослабление сечения пояса нагелями в стыке.

Зная необходимую площадь сечения поясов, подбираем по сортаменту сечение $(a \times h_1)$ поясных досок.

в) Поверка верхнего пояса на продольный изгиб. Эту поверку производят в месте максимальной нормальной силы, считая свободной длиной пояса расстояние l_1 между прогонами.

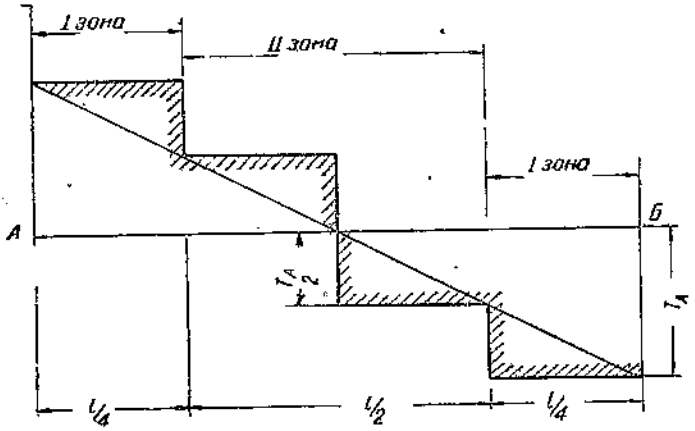


Рис. 38. Эпюра сдвигающих усилий по длине балки

Так как гвозди, соединяющие через стенку доски верхнего пояса, почти не уменьшают гибкости пояса (короткий составной стержень), то расчет обычно ведется по гибкости отдельной доски. Определяем отношение $\frac{l_1}{a}$ и по графику (рис. 161 ч. I курса) находим φ.

г) Поверка смятия в стыке верхнего пояса производится по нормальной силе в месте стыка:

$$N_{см} = N_{ст} = \frac{M_{ст}}{h_0}.$$

д) Расчет гвоздевого забоя, соединяющего доски поясов с перекрестной стенкой. По поперечной силе Q_A на опоре определяем сдвигающую силу:

$$T_A = \frac{Q_A S}{J} \approx \frac{Q_A}{h_0} \text{ (для балок при } h \geqslant 4h_1).$$

Эпюры поперечных и сдвигающих сил по длине пролета при равномерной нагрузке имеют треугольное очертание. Гвоздевой забой назначаем с некоторым запасом по эпюре, имеющей вид двух прямоугольников (рис. 38). При нагрузке, отличной от равномерной, количество гвоздей, соединяющих пояса

со стенкой на протяжении от опоры до сечения с максимальным изгибающим моментом, должно согласно Н и ТУ удовлетворять условию:

$$n_{гв} \geqslant 1{,}2\frac{M_{max}S}{[T_{гв}]J} = 1{,}2\frac{M_{max}}{[T_{гв}]h_0}.$$

Задаемся длиной и диаметром гвоздя и определяем допускаемое усилие на «срез» гвоздя:

1 $T_{гв} = 0{,}4d_{гв}^2\sqrt{[\sigma_и][\sigma_{см}]_б} = 0{,}4d_{гв}^2\sqrt{3750 \cdot 150} = 300\,d_{гв}^2$,

2) $T_{гв} = 0{,}25ad_{гв}[\sigma_{см}]_б$, где a — глубина защемления гвоздя в доске пояса;

3) $T_{гв} = 0{,}8\,(k_{ср}cd_{гв}[\sigma_{см}]_б)$, где c — толщина двух досок перекрестной стенки (толщина среднего элемента симметричного нагельного сопряжения), а коэфициент 0,8 введен согласно указанию Н и ТУ для снижения допускаемого усилия на «срез» гвоздя при его работе в перекрестной стенке.

Из полученных трех значений $T_{гв}$ выбираем наименьшее.

Необходимое количество гвоздей на единицу длины пояса в первой зоне будет:

$$n_{гв} = \frac{T_A}{2[T_{гв}]},$$

где коэфициент 2 учитывает два рабочих «среза» каждого гвоздя.

Во второй зоне ставим вдвое меньше гвоздей, чем в первой.

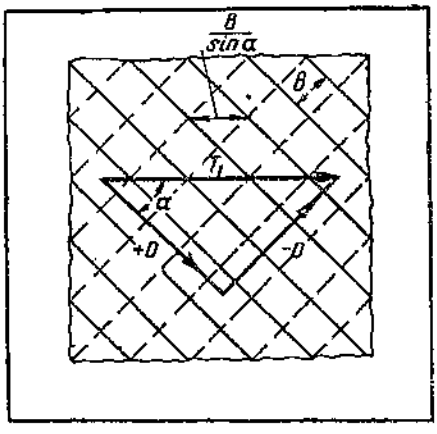


Рис. 39. Разложение сдвигающего усилия по направлению досок стенки

е) Расчет стыка нижнего пояса. Растягивающее усилие $N_{ст}$ в месте стыка:

$$N_{ст} = \frac{M_{ст}}{h_0}.$$

В зависимости от принятого типа стыка и рода связей (гвозди, нагели из круглого железа) определяем количество связей на длине полунакладки:

$$n_{св} = \frac{N_{ст}^*}{[T_н]\,n_{ср}},$$

где $n_{ср}$ — количество расчетных «срезов» одного нагеля:

$[T_н]$ — допускаемое усилие на «срез» нагеля.

Если стык решается с вырезом косой стенки, то следует рассчитать гвозди, соединяющие дополнительные бруски со стенкой и с нижним поясом (см. пример расчета).

При поверке напряжения в месте стыка следует учесть распределение усилий между стыковыми накладками и прокладками в зависимости от количества «срезов» нагелей, соединяющих доски с накладками и прокладками (см. пример расчета).

ж) Гвоздевой забой в стенке. Часть досок стенки, представляющей собой решетку многораскосной фермы, сжата, часть растянута. Сжатые доски стенки проверяем на продольный изгиб из плоскости балки. Расчетная длина при продольном изгибе досок стенки принимается условно равной полуторному (по направлению доски стенки) расстоянию между гвоздями, забитыми в стенку.

Определим сжимающее напряжение, действующее по направлению досок стенки.

Сдвигающее усилие $T_1 = T\frac{}{\sin\alpha}$ (рис. 39), действующее на ширине b одной доски стенки, разложим по направлению досок стенки:

$$D = \frac{\pm Tb}{2\sin\alpha\cdot\cos\alpha} = \pm\frac{Tb}{\sin 2\alpha}.$$

Напряжение в досках стенки:

$$\sigma = \pm \frac{Tb}{cb \sin 2\alpha} = \pm \frac{T}{c \sin 2\alpha}.$$

Задаемся числом горизонтальных рядов гвоздей в стенке и определяем расстояние между соседними рядами по направлению досок стенки. Устойчивость стенки проверяем по общей формуле:

$$\sigma \leqslant \varphi [\sigma_c].$$

Гвозди размещаем в стенке горизонтальными рядами с таким расчетом, чтобы на каждую доску в пределах первой зоны основного гвоздевого забоя приходилось не менее двух гвоздей в каждом горизонтальном ряду, а в пределах второй зоны—не менее одного гвоздя.

Концы гвоздей должны быть загнуты.

з) Определение конструктивного строительного подъема:

$$f_{стр} = 1{,}5f,$$

где f определяется по расчетному моменту инерции:

$$J = 0{,}7J_ц.$$

2. Балки с наклонным верхним поясом

Вследствие наклона верхнего пояса в односкатных и двухскатных балках максимальная нормальная сила в поясах не совпадает с местом максимального момента. Эпюра сдвигающих усилий по длине балки имеет криволинейный характер (рис. 40).

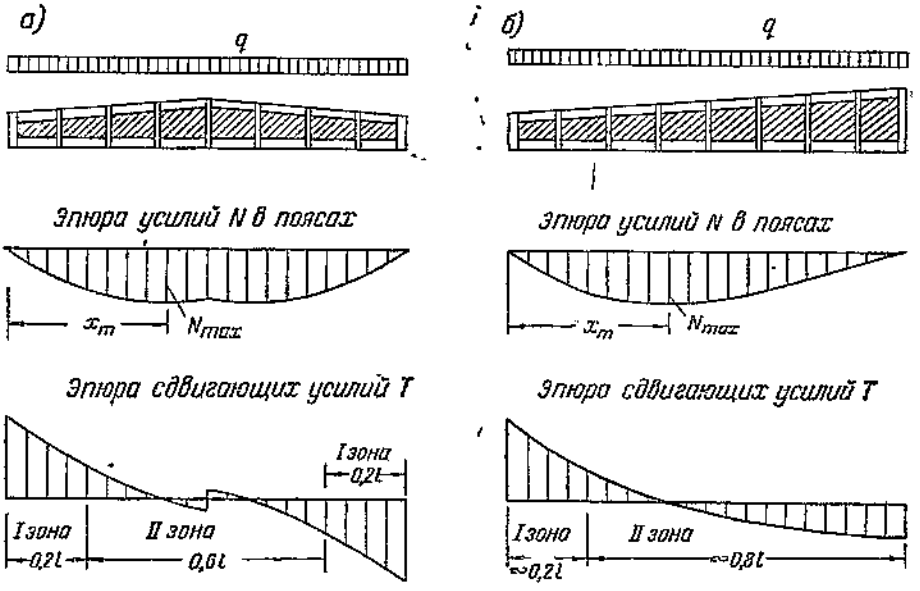


Рис. 40. Эпюра нормальных и сдвигающих усилий в двухскатной *а* и односкатной *б* балках

Определение места максимальной нормальной силы в поясах покажем для случая равномерно распределенной нагрузки.

Обозначим расстояние между центрами поясов по середине пролета балки через $(h_0)_1$, а на опоре с меньшей высотой — через $(h_0)_2$.

Если расстояние от рассматриваемого сечения балки до опоры с меньшей высотой обозначим через x, то

$$N_x = \frac{M_x}{(h_0)_x}; \quad M_x = \frac{qx}{2}(l - x); \quad (h_0)_x = (h_0)_2 + x \operatorname{tg} \alpha,$$

где α — угол наклона верхнего пояса к нижнему. Следовательно:

$$N_x = \frac{qx(l-x)}{2[(h_0)_2 + x \operatorname{tg}\alpha]}.$$

Возьмем от этого выражения производную по x и приравняем ее нулю. Решив уравнение, получим координату x_m сечения с максимальным значением нормальной силы:

$$x_m = \frac{(h_0)_2}{\operatorname{tg}\alpha}\left[\sqrt{1 + \operatorname{tg}\alpha \frac{l}{(h_0)_2}} - 1\right].$$

Для этого сечения следует произвести поверку напряжения в поясах, для чего находим соответствующий изгибающий момент и высоту h_0 балки в той же точке.

Тогда:

$$N_{\max} = \frac{(M)_{x_m}}{(h_0)_{x_m}}.$$

Сдвигающее усилие на единицу длины балки (разность нормальных сил на той же длине) равно:

$$T = \frac{d}{dx}\left(\frac{MS}{J}\right) \approx \frac{d}{dx}\left(\frac{M}{h_0}\right).$$

Произведя диференцирование, получим:

$$T = \frac{M' h_0 - M h_0'}{h_0^2} = \frac{Q}{h_0} \mp \frac{M \operatorname{tg}\alpha}{h_0^2},$$

где Q, M и h_0 — поперечная сила, момент и высота балки в рассматриваемом сечении;

α — угол между поясами балки.

Величина Q берется со своим знаком, а знак минус у второго члена формулы принимается на участках с верхним поясом, нисходящим к левой опоре.

На рис. 40 показаны эпюры T по длине двухскатной и односкатной балки и зоны гвоздевого забоя.

В пределах каждой зоны гвозди рассчитываются по максимальному для данной зоны значению T.

При определении прогиба балок и конструктивного строительного подъема за расчетную высоту принимается высота двухскатных балок в четверти пролета и односкатных балок — в середине пролета.

В остальном расчет балок с наклонным верхним поясом аналогичен расчету балок с параллельными поясами.

В. Изготовление балок

1. Отбор лесоматериала

Лесоматериал, идущий на изготовление балок, должен удовлетворять по своему качеству требованиям стандарта на пиленый лес. В отношении сучков, трещин, косослоя, свилеватости он должен соответствовать дополнительным требованиям, приведенным в табл. 1 Н и ТУ. Особое внимание следует обращать на качество досок нижнего пояса, накладок и прокладок растянутого стыка.

На протяжении стыка нижнего пояса доски пояса, а также накладки и прокладки стыка должны быть отнесены по степени допустимости вышеуказанных пороков к первой категории элементов (согласно классификации табл. 1 Н и ТУ). В остальной части своей длины доски нижнего пояса относятся ко второй категории элементов. Доски верхнего (сжатого) пояса должны удовлетворять требованиям, предъявляемым к третьей категории элементов.

Доски перекрестной стенки, а тем более ребра жесткости, сравнительно мало напряженные, могут быть выполнены из леса более низкого качества.

2. Сборка балок

При сборке балкам необходимо придавать строительный подъем. Сборка балок производится на бойке. Доски бойка со стыками вразбежку укладываются вдоль пролета балки и прочно пришиваются к лагам гвоздями.

На бойке производится разметка балки (рис. 41, *а*) с учетом строительного подъема, который придается балке путем раскладки поясных досок по ломаной линии. При разметке наносятся наружные грани верхнего и нижнего поясов, оси ребер жесткости, стыки поясных досок и ось двух средних вайм.

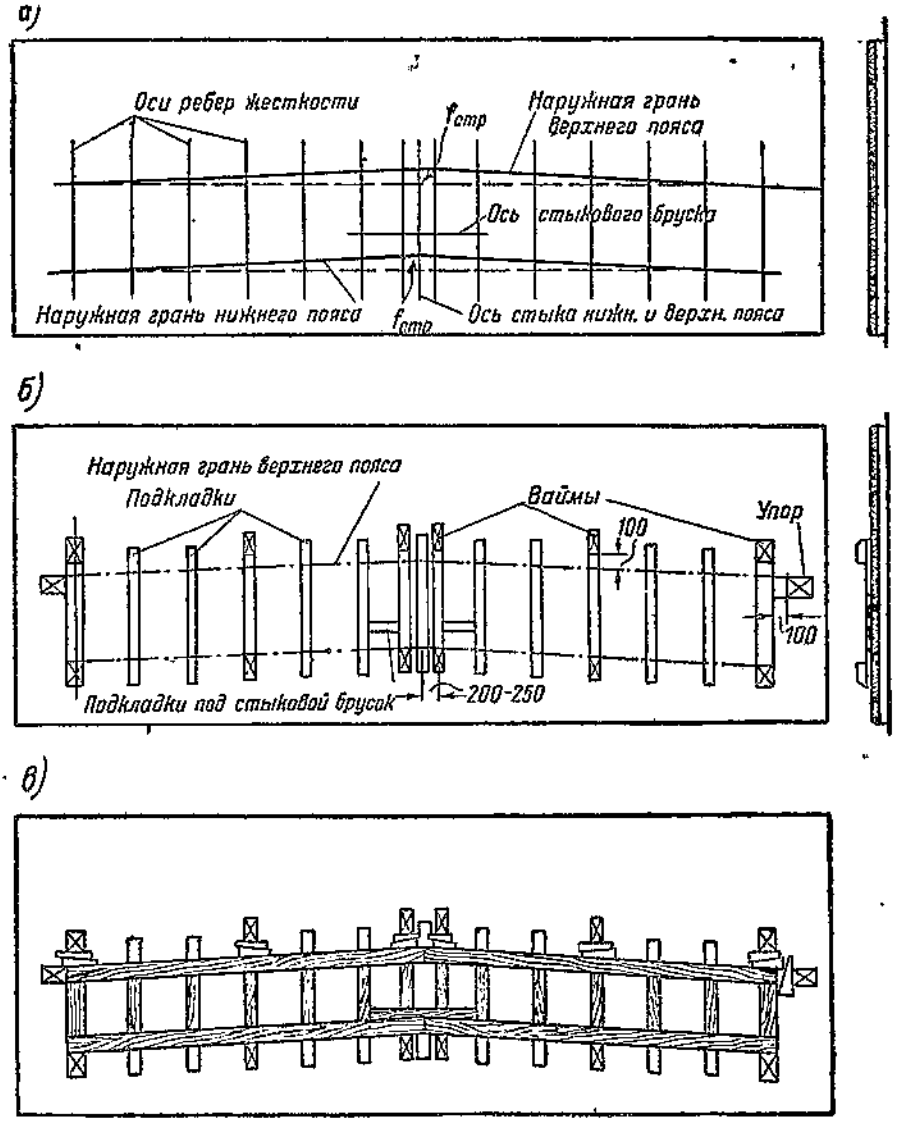


Рис. 41. Схема сборки гвоздевой балки на бойке

По осям ребер жесткости раскладываются и прибиваются к бойку доски подкладок и ваймы. Ваймы прибиваются по осям опорных ребер жесткости, по осям ребер жесткости, отстоящих от опор на расстоянии примерно 0,2 пролета, и у середины балки (рис. 41, *б*). Расстояние между упорными брусками вайм должно быть равно высоте балки в данном сечении плюс 100 *мм*—зазор для клиньев. Упорный брусок ваймы, фиксирующий положение нижнего пояса, располагается точно по линии наружной грани нижнего пояса балки. Наружная грань верхнего пояса намечается на подкладках и ваймах острым резцом.

Для плотной приторцовки стыка верхнего пояса у концов поясных досок устанавливаются упоры: с одного конца вплотную к торцу поясных досок, а с другого—на расстоянии 10 *см* от торца для последующей забивки клиньев.

Последовательность сборки балки следующая:

а) На подкладки и ваймы укладываются доски нижнего пояса вплотную к упорным брускам вайм и доски верхнего пояса—по намеченной линии. Доски верхнего пояса крепятся («наживляются») к подкладкам мелкими монтажными гвоздями. Между досками поясов укладываются на подкладки и ваймы прокладки всех ребер жесткости, нарезанные по замерам в натуре. После установки клиньев вайм и упора монтажные гвозди верхнего пояса выдергиваются и производится забивка клиньев. Укладывается стыковой брусок и прибивается к поясным доскам полным количеством гвоздей. Прокладки стыка нижнего пояса прикрепляются монтажными гвоздями.

б) По поясным доскам и прокладкам ребер жесткости укладывается первый слой досок стенки. Проверка одинаковой толщины досок стенки производится при помощи правильной рейки, причем доски несоответствующей толщины и покоробленые заменяются. По первому слою укладывается второй слой досок стенки.

в) Сборка второго слоя поясных досок, прокладок ребер жесткости и стыкового бруска производится поверх уложенных досок стенки таким же образом, как и первого слоя тех же элементов.

г) Размечаются при помощи шаблонов и забиваются гвозди в поясах и прокладках ребер жесткости. Укладываются и крепятся гвоздями накладки ребер жесткости и накладки стыков верхнего и нижнего поясов.

д) Балка освобождается от заклинки и в перевернутом виде укладывается на боек. Забиваются гвозди в пояса, ребра жесткости, стыковой брусок и стенку. Просверливаются отверстия и производится постановка болтов и нагелей.

е) Балка кантуется, ставится на деревянные катки, после чего уже устанавливаются и затягиваются гайки болтов.

Г. Пример расчета двутавровой гвоздевой балки с перекрестной стенкой (рис. 42, 43, 44, 45)

Спроектировать двухскатную гвоздевую балку при следующих данных: класс сооружения — третий; материал — полусухая сосна I сорта; пролет балки $l = 11{,}0$ *м*; расстояние

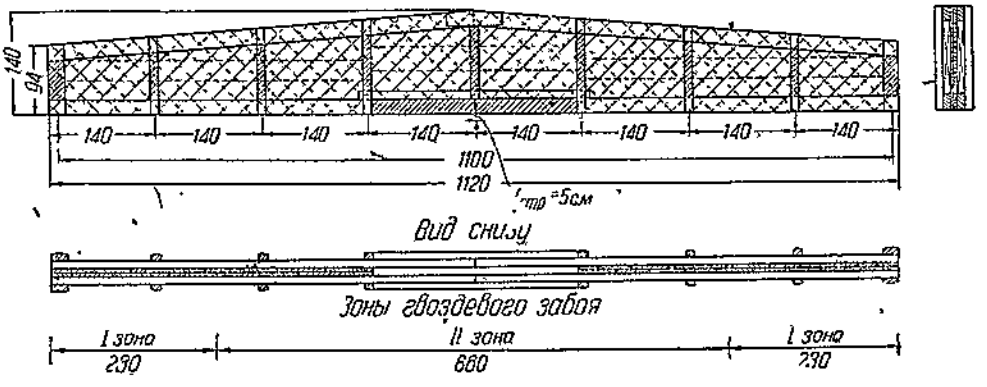


Рис. 42. Проект гвоздевой балки с перекрестной стенкой

между балками — 5,0 *м*; уклон кровли $i = 1/12$; постоянная нагрузка (вес теплой кровли)— 80 *кг* на 1 $м^2$ плана; временная нагрузка (снег) — 85 *кг* на 1 $м^2$ плана.

а) Собственный вес балки. Принимаем по табл. 1 $k_{с.в} = 8$;

$$g_{с.в} = \frac{80 + 85}{\frac{1\,000}{8 \cdot 11} - 1} = 16 \text{ кг/м}^2.$$

Расчетная полная нагрузка:

$$(80 + 85 + 16) \cdot 5 = 905 \text{ кг/м}.$$

б) Сечение поясов балки. Принимаем высоту балки в середине пролета

$$h = \frac{1}{8} l = \frac{11}{8} \approx 1{,}4 \text{ м}.$$

При уклоне кровли $i = {}^1/_{12}$ высота балки на опоре будет:

$$h' = 140 - \frac{550}{12} = 140 - 46 = 94 \text{ см}.$$

Задаемся шириной досок пояса $h_1 = 20$ см.

Расстояние между центрами поясов в середине пролета равно:

$$(h_0)_1 = 140 - 20 = 120 \text{ см};$$

то же на опоре составит:

$$(h_0)_2 = 94 - 20 = 74 \text{ см}.$$

Определяем максимальную нормальную силу в поясах:

$$x_m = \frac{74 \cdot 12}{1} \left(\sqrt{1 + \frac{1}{12} \cdot \frac{1\,100}{74}} - 1 \right) = 440 \text{ см};$$

$$M_x = \frac{qx}{2}(l - x) = \frac{905 \cdot 4{,}4}{2}(11 - 4{,}4) = 13\,150 \text{ кгм}.$$

$$h_0 = 74 + \frac{440}{12} = 110{,}7 \text{ см};$$

$$N_{\max} = \frac{13\,150}{1{,}107} = 11\,900 \text{ кг}.$$

Необходимая площадь сечения поясов равна:

$$F_{бр} = \frac{N_{\max}}{[\sigma_p] k_p k'} = \frac{11\,900}{(100 \cdot 0{,}9) \cdot 0{,}9 \cdot 0{,}8} = \frac{11\,900}{64{,}7} = 184 \text{ см}^2,$$

где (100 · 0,9)—допускаемое напряжение на растяжение с учетом влажности леса.

Принимаем доски пояса сечением 5 × 20 см; ($F_{бр} = 2 \cdot 5 \cdot 20 = 200 > 184$ см²).

в) Поверка верхнего пояса на продольный изгиб из плоскости балки, принимая расстояние между прогонами $l_1 = 55$ см:

$$\frac{l_1}{a} = \frac{55}{5} = 11; \quad \varphi = 0{,}88;$$

$$\sigma = \frac{11\,900}{2(5 \cdot 20) \cdot 0{,}88} = 67{,}5 < 90 \text{ кг/см}^2.$$

г) Поверка смятия дерева в стыке верхнего пояса по середине пролета.

$$N_{см} = N_{ст} = \frac{905 \cdot 11^2}{8 \cdot 1{,}2} = \frac{13\,700}{1{,}2} = 11\,430 \text{ кг};$$

$$\sigma_{см} = \frac{11\,430}{2 \cdot (5 \cdot 20)} = 57{,}2 < 77 \cdot 0{,}9 = 69 \text{ кг/см}^2.$$

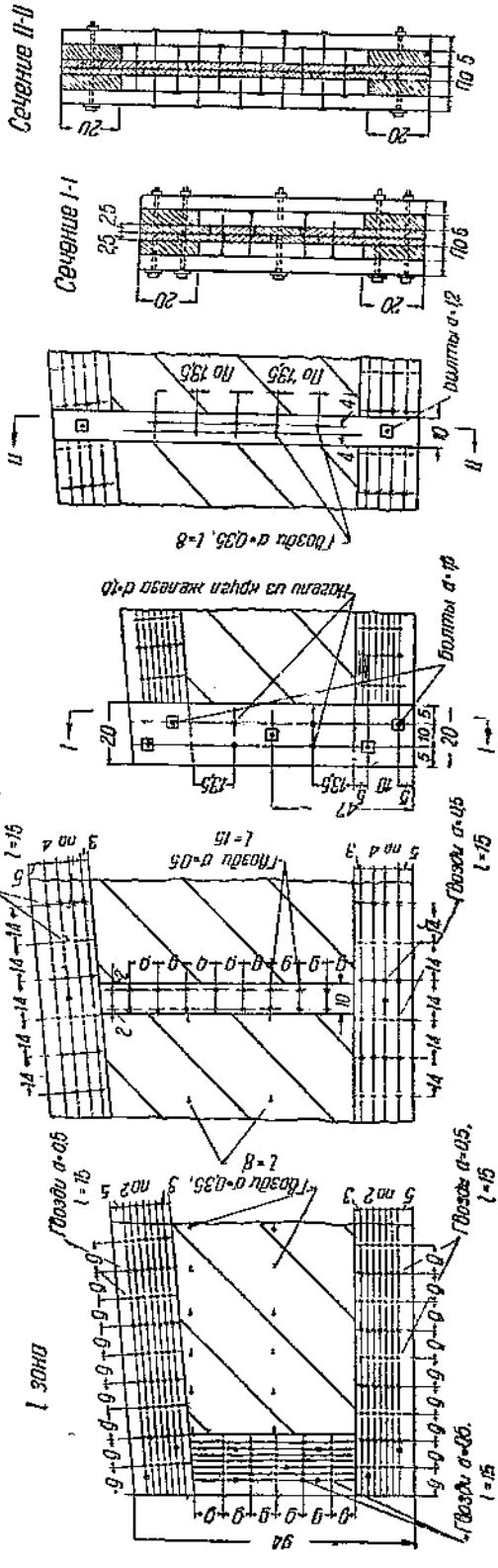


Рис. 43. Гвоздевой забой в ребрах жесткости

Здесь 77 *кг/см*^{2} — допускаемое напряжение на смятие при угле $\alpha = 7°$ (нами принято $i = \frac{1}{12} = \operatorname{tg} 7°$).

д) Расчет гвоздевого забоя, скрепляющего доски поясов с перекрестной стенкой. Поперечная сила на опоре равна:

$$Q_A = \frac{905 \cdot 11}{2} = 4\,980 \text{ кг}.$$

Следовательно сдвигающая сила на опоре будет:

$$T_A = \frac{4\,980}{0{,}74} = 6\,720 \text{ кг/м}.$$

На эту силу рассчитываются гвозди в пределах первой зоны гвоздевого забоя, т. е. на участке длиной $0{,}2\,l$ от опоры.

Поперечная сила в начале второй зоны гвоздевого забоя равна:

$$Q = 4\,980\,\frac{0{,}5l - 0{,}2l}{0{,}5} = 2\,990 \text{ кг};$$

$$M_{0{,}2}\,l = 0{,}64 M_{\max} = 0{,}64 \cdot 13\,700 = 8\,770 \text{ кгм};$$

$$(h_0)_{0{,}2l} = 0{,}74 + \frac{220}{12} = 0{,}923 \text{ м}.$$

Таким образом сдвигающая сила в начале второй зоны будет:

$$T_{0{,}2}\,l = \frac{2\,990}{0{,}923} - \frac{8\,770}{0{,}923^2} \cdot \frac{1}{12} = 2\,380 \text{ кг/м}.$$

На эту силу рассчитываем гвозди в пределах второй зоны гвоздевого забоя.

Принимаем гвозди $d_{гв} = 5$ *мм* и $l_{гв} = 150$ *мм*.

Перекрестная стенка состоит из двух слоев досок сечением $2{,}5 \times 20$ *см*.

Глубина защемления гвоздя в поясной доске равна:

$$150 - (50 + 3 \cdot 2 + 2 \cdot 25 + 1{,}5 \cdot 5) = 150 - 113{,}5 = 36{,}5 > 20 \text{ мм}, \text{ т. е. больше } 4d_{гв}.$$

Допускаемое усилие на «срез» гвоздя:

1) $T_{гв} = 300\,d_{гв}^2 = 300 \cdot 0{,}5^2 = 75$ *кг*;

2) $T_{гв} = 0{,}25 \cdot 3{,}65 \cdot 0{,}5 \cdot 150 = 68{,}5$ *кг*;

$$3)\ T_{гв} = 0{,}8 \left[\frac{0{,}5}{1 + \frac{2{,}5 + 2{,}5}{5 \cdot 0{,}5}} \cdot (2{,}5 + 2{,}5) \cdot 0{,}5 \cdot 150 \right] =$$

$$= 0{,}8 \cdot (0{,}167 \cdot 5 \cdot 0{,}5 \cdot 150) = 50 \text{ кг}.$$

Учитывая влажность леса, принимаем $[T_{гв}] = 50 \cdot 0{,}9 = 45$ *кг*.

Необходимое количество гвоздей на 1 *м* длины балки в первой зоне составит:

$$n_{гв} = \frac{6\,720}{2 \cdot 45} \approx 75 \text{ шт}.$$

Размещаем гвозди в семи горизонтальных рядах. Расстояние между гвоздями в ряду принимаем 9 *см*, что дает на 1 *м*:

$$n_{гв} = \frac{100}{9} \cdot 7 = 77 > 75 \text{ шт}.$$

Проверяем шаг s_1 гвоздей вдоль волокон: $\frac{c}{d} = \frac{5}{0{,}5} = 10$; минимальный шаг для этого отношения равен:

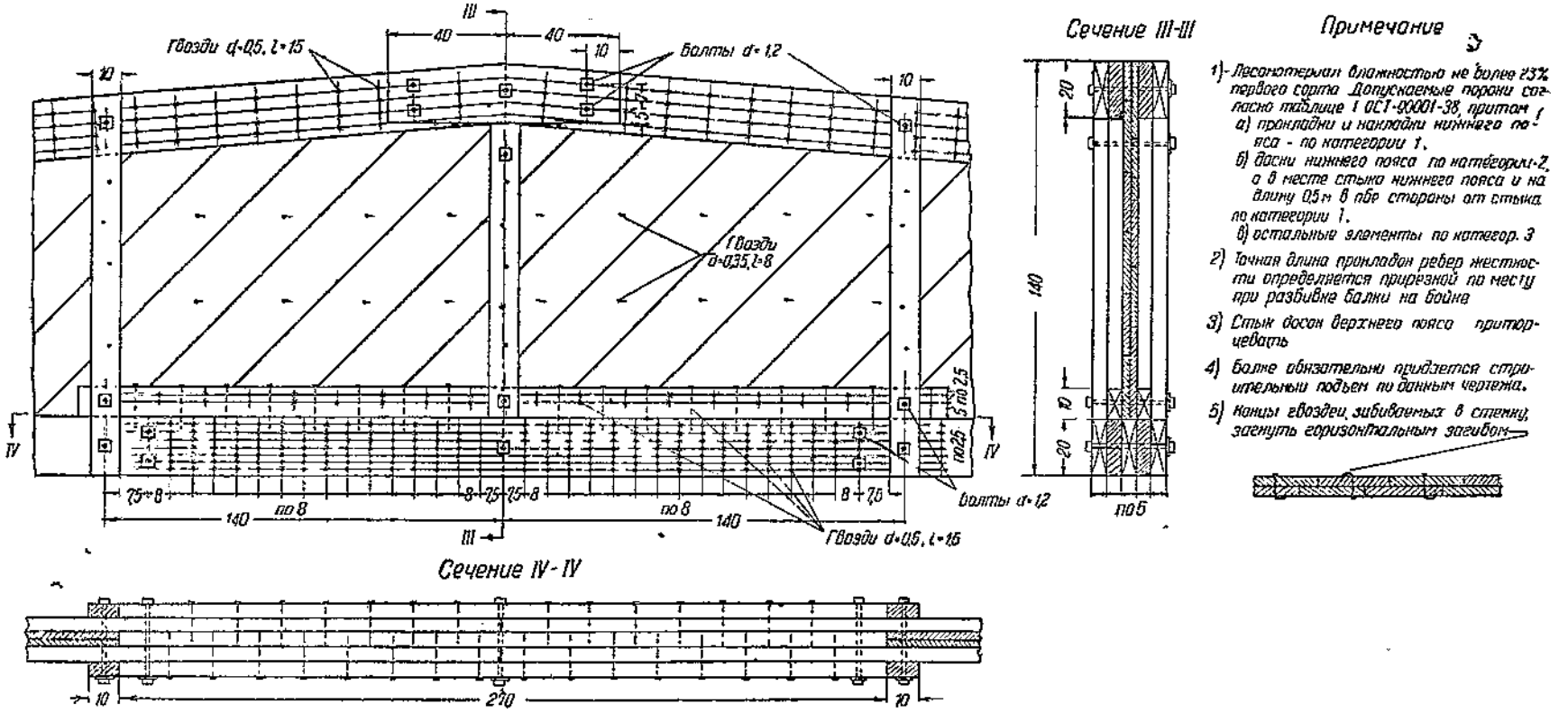
$$s_1 = 15\,d_{гв} = 15 \cdot 0{,}5 = 7{,}5 < 9 \text{ см}.$$

Необходимое количество гвоздей на 1 *м* длины балки во второй зоне:

$$n_{гв} = \frac{2\,380}{2 \cdot 45} = 26{,}5 \text{ шт}.$$

Размещаем гвозди в четырех горизонтальных рядах. Расстояние между гвоздями в ряду принимаем 14 *см*, что дает на 1 *м*:

$$n_{гв} = \frac{100}{14} \cdot 4 = 28{,}7 > 26{,}5 \text{ шт}.$$



Примечание

1) Лесоматериал влажностью не более 23% первого сорта. Допускаемые пороки согласно таблице 1 ОСТ-90001-38, причем
   а) прокладки и накладки нижнего пояса - по категории 1,
   б) доски нижнего пояса по категории 2, а в месте стыка нижнего пояса и на длину 0,5 м в обе стороны от стыка по категории 1,
   в) остальные элементы по категор. 3
2) Точная длина прокладок ребер жесткости определяется припаской по месту при разбивке балки на бойке
3) Стык досок верхнего пояса приторцевать
4) Балке обязательно придается строительный подъем по данным чертежа.
5) Концы гвоздей, забиваемых в стенку, загнуть горизонтальным загибом

Рис. 44. Стыки верхнего и нижнего поясов.

Применяется лесоматериал влажностью не более 23% первого сорта. Допускаемые пороки согласно табл. 1 ОСТ 90001-38, при этом: а) прокладки и накладки стыка нижнего пояса—по категории 1; б) доски нижнего пояса—по категории 2, а в месте стыка нижнего пояса и на длину 0,5 м в обе стороны от стыка—по категории 1; в) остальные элементы—по категории 3. Точная длина прокладок ребер жесткости определяется припаской по месту при разбивке балки на бойке. Стык досок верхнего пояса—приторцовывается. Балке обязательно придается строительный подъем по данным чертежа. Концы гвоздей, забиваемые в стенку, загибаются горизонтальным загибом

е) Расчет стыка нижнего пояса. Стык нижнего пояса делаем по середине пролета с деревянной прокладкой и накладками. Сечение досок прокладки и накладок— 5×20 *см*. Так как сечение с N_{max} находится близко от середины пролета (в пределах длины стыковых накладок), рассчитываем гвозди в стыке на усилие $N_{max} = 11\,900$ *кг*.

Принимаем гвозди $d_{гв} = 5$ *мм* и $l_{гв} = 150$ *мм*.

Защемление гвоздя в доске прокладки: $150 - (50 \cdot 2 + 2 \cdot 2 + 1{,}5 \cdot 5) = 150 - 111{,}5 = 38{,}5 > 20$ *мм*, т. е. больше $4d_{гв}$.

Допускаемое усилие на «срез» гвоздя:

1) $T_{гв} = 300 d_{гв}^2 = 75$ *кг*;
2) $T_{гв} = 0{,}25 \cdot 3{,}85 \cdot 0{,}5 \cdot 150 = 72$ *кг*;
3) $T_{гв} = 0{,}167 \cdot 5 \cdot 0{,}5 \cdot 150 = 62{,}5$ *кг*.

Расчетное усилие, учитывая влажность леса, принимаем: $[T_{гв}] = 62{,}5 \cdot 0{,}9 = 56{,}3$ *кг*.

Необходимое количество гвоздей по одну сторону стыка с одной стороны пояса равно:

$$n_{гв} = \frac{11\,900}{2 \cdot 56{,}3 \cdot 2} = 52{,}8 \text{ шт.}$$

Размещаем гвозди в семи горизонтальных рядах по 8 шт. в ряду:

$$n_{гв} = 7 \cdot 8 = 56 > 52{,}8 \text{ шт.}$$

Проверяем напряжение в месте стыка нижнего пояса. Усилие в прокладке стыка при принятом типе гвоздевого забоя такое же, как в одной доске нижнего пояса:

$$N = \frac{11\,900}{2} = 5\,950 \text{ кг.}$$

Ослабление прокладки семью гвоздями в одном вертикальном ряду:

$$F_{осл} = 7(0{,}5 \cdot 5) = 17{,}5 \text{ см}^2;$$

$$F_{пт} = 5 \cdot 20 - 17{,}5 = 82{,}5 \text{ см}^2;$$

$$\sigma = \frac{5\,950}{82{,}5} = 72{,}2 < 81 \text{ кг/см}^2,$$

где 81 *кг/см*^{2} — допускаемое напряжение на растяжение, учитывающее наличие нагелей и влажность леса ($100 \cdot 0{,}9 \cdot 0{,}9 = 81$ *кг/см*^{2}).

Рассчитываем прикрепление стыковых брусков сечением 10×5 *см*, скрепляющих подрезанную перекрестную стенку в месте стыка нижнего пояса.

Поперечная сила в конце стыка на расстоянии 1,35 *м* от середины балки равна:

$$Q = Q_A \frac{2 \cdot 1{,}35}{11} = 4\,980 \cdot 0{,}246 = 1\,230 \text{ кг.}$$

Расстояние между центрами поясов в этом месте балки составляет:

$$h_0 = \left(1{,}40 - 1{,}35 \cdot \frac{1}{12}\right) - 0{,}2 = 1{,}09 \text{ м.}$$

Определяем сдвигающее усилие, не учитывая из-за малости поперечной силы ее уменьшение вследствие наклона верхнего пояса:

$$T = \frac{1\,230}{1{,}09} = 1\,130 \text{ кг/м.}$$

Принимаем гвозди $d_{гв} = 5$ *мм* и $l_{гв} = 150$ *мм*; $[T_{гв}] = 45$ *кг*. Необходимое количество гвоздей на 1 *м* длины бруска:

$$n_{гв} = \frac{1\,130}{2 \cdot 45} = 12{,}5 \text{ шт.}$$

Размещаем гвозди в два ряда через 16 *см* по длине бруска:

$$n_{гв} = \frac{100}{16} \cdot 2 = 12{,}5 \text{ шт. на 1 м.}$$

Гвозди, соединяющие бруски с досками нижнего пояса (вертикальные гвозди), рассчитываются на сдвигающее усилие при действии односторонней снеговой нагрузки, так как равномерная нагрузка по всему пролету не дает взаимного сдвига между брусками и досками поясов.

Поперечная сила в конце стыка при односторонней снеговой нагрузке равна:

$$Q = \frac{pl}{8} = \frac{(85 \cdot 5) \cdot 11}{8} = 585 \text{ кг.}$$

Сдвигающее усилие:

$$T = \frac{585}{1{,}09} = 536 \text{ кг/м}.$$

Принимаем гвозди $d_{гв} = 5$ мм и $l_{гв} = 150$ мм.
Защемление гвоздя в доске пояса:

$$150 - (100 + 2 + 1{,}5 \cdot 0{,}5) = 40{,}5 > 20 \text{ мм}, \text{ т. е. больше } 4d_{гв}.$$

Допускаемое усилие на «срез» гвоздя:

$$T_{гв} = 300\, d_{гв}^2 = 75 \text{ кг};$$
$$T_{гв} = 0{,}25 \cdot 4{,}05] \cdot 0{,}5 \cdot 150 = 75 \text{ кг}.$$

Учитывая влажность леса, получаем:

$$[T_{гв}] = 75 \cdot 0{,}9 = 67{,}5 \text{ кг};$$
$$n_{гв} = \frac{536}{2 \cdot 67{,}5} = 4 \text{ шт. на } 1 \text{ м}.$$

Размещаем гвозди в одном ряду через 16 см:

$$n_{гв} = \frac{100}{16} = 6{,}6 > 4 \text{ шт. на } 1 \text{ м}.$$

ж) Расчет гвоздевого забоя в стенке. Напряжение в досках стен на расстоянии 0,7 м от опоры:

$$\sigma = \frac{T}{C \sin 2\alpha} = \frac{6\,720}{100 \cdot 2{,}5 \cdot 1} \frac{4,}{5{,}5} = 23{,}4 \text{ кг/см}^2;$$

В пределах первой панели гвозди поставлены в один ряд.
Расстояние между гвоздями и досками пояса по косому направлению равно:

$$l_0 = \frac{94 - 20}{2} \sqrt{2} = 52 \text{ см}.$$

Расчетная длина при продольном изгибе составляет:

$$l' = 52 \cdot 1{,}5 = 78 \text{ см}; \frac{l'}{c} = \frac{78}{2{,}5} = 31; \quad \varphi = 0{,}27.$$

Поверка устойчивости сжатой доски стенки:

$$90 \cdot 0{,}27 = 24{,}3 > 23{,}4 \text{ кг/см}^2.$$

[illegible]чет конструктивного строительного подъема:

$$\frac{f}{l} = \frac{5}{24} \cdot \frac{\sigma l}{E h_0 0{,}7}; \quad \sigma = \frac{M}{W} = \frac{N}{F} = \frac{11\,900}{200} = 60 \text{ кг/см}^2;$$

h_0 определяем по высоте балки в четверти пролета:

$$h_0 = \frac{140 + 94}{2} - 20 = 97 \text{ см}.$$
$$\frac{f}{l} = \frac{5}{24} \cdot \frac{60 \cdot 1\,100}{90\,000 \cdot 97 \cdot 0{,}7} = \frac{1}{460};$$
$$f = \frac{1\,100}{460} = 2{,}4 \text{ см}.$$
$$f_{стр} = 2{,}4 \cdot 1{,}5 = 3{,}6 \text{ см}.$$

Принимаем $f_{стр} = 5$ см $\left(\text{примерно } \frac{1}{200} l\right)$.

По данным спецификации полный вес балки равен 766 кг. Определяем действительный коэфициент собственного веса:
1) вес балки на 1 м ее длины равен:

$$g_{с.в} = \frac{766}{11} = 70 \text{ кг};$$

2) $$k_{с.в} = \frac{1\,000\, g_{с.в}}{l(p + g + g_{с.в})} = \frac{1\,000 \cdot 70}{11(825 + 70)} = 7{,}1.$$

ВАРИАНТ СТЫКА НИЖНЕГО ПОЯСА НА НАГЕЛЯХ ИЗ КРУГЛОГО ЖЕЛЕЗА

Принимаем нагели $d_н = 12$ *мм* (рис. 45).
Допускаемое усилие на «срез» нагеля:

1) $T_н = 0{,}4 \cdot 1{,}2^2 \cdot \sqrt{1\,400 \cdot 150} = 264$ *кг*;
2) $T_н = 0{,}25 \cdot 5 \cdot 1{,}2 \cdot 150 = 225$ *кг*;
3) $T_н = \dfrac{0{,}5}{1 + \dfrac{5}{3 \cdot 1{,}2}} \cdot 5 \cdot 1{,}2 \cdot 150 = 188$ *кг*.

Расчетное $[T_н]$ равно $188 \cdot 0{,}9 = 169$ *кг*.

$$n_н = \frac{11\,900}{2 \cdot 2 \cdot 169} = 17{,}6 \approx 18 \text{ шт.}$$

Минимальный шаг s_1 вдоль волокон, учитывая увод сверла:

$$s_1 = 6d_н + 0{,}05\,(b - 10d_н) = 6 \cdot 1{,}2 + 0{,}05 \cdot (25 - 12) \approx 7{,}2 + 0{,}7 = 7{,}9 \text{ см}.$$

Минимальный шаг s_2 поперек волокон, учитывая увод сверла:

$$s_2 = 3d_н + 0{,}05 \cdot (b - 10d_н) = 3{,}6 + 0{,}7 = 4{,}3 \text{ см}.$$

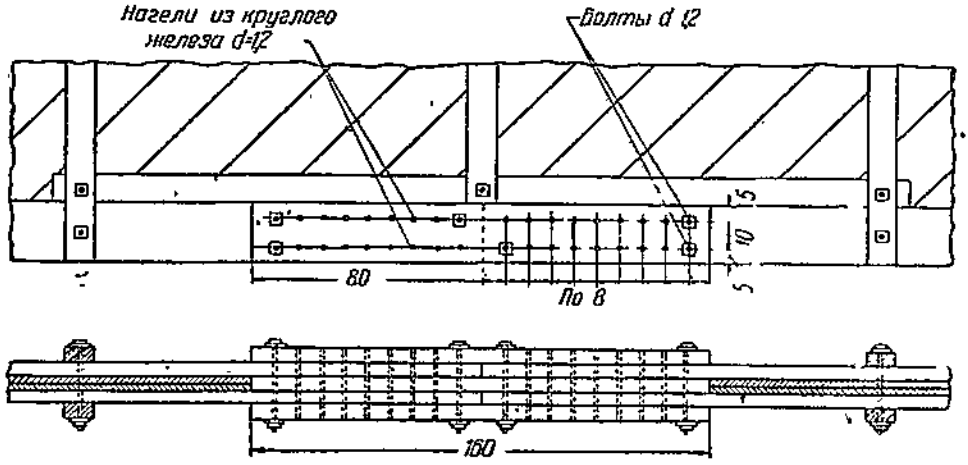


Рис. 45. Вариант стыка нижнего пояса (на нагелях)

Размещаем нагели в двух горизонтальных рядах по 9 шт. в ряду. Расстояние между рядами принимаем $8 > 7{,}9$ *см*. Поверка напряжения в ослабленном сечении в прокладке:

$$F_{осл} = 100 - 2 \cdot (1{,}2 \cdot 5) = 100 - 12 = 88 \text{ см}^2.$$

$$\sigma = \frac{11\,900}{2 \cdot 88} = 67{,}8 < 81 \text{ кг/см}^2.$$

Примечание. В практическом расчете допускаемые усилия на «срез» гвоздя и нагеля из круглого железа следует определять, пользуясь табл. 7а и 7б первой части курса.

§ 12. ГВОЗДЕВЫЕ БАЛКИ С ФАНЕРНОЙ СТЕНКОЙ

А. Конструкция балок

Двутавровые балки с фанерной стенкой на гвоздях могут применяться для тех же целей, что и балки с перекрестной стенкой. Если стенки делать из обыкновенной неводостойкой фанеры на белковых клеях, то такие балки могут применяться только в защищенных и отапливаемых помещениях с относительной влажностью воздуха не более 60%; при этом безусловно должна быть исключена опасность капельно-жидкого, конденсационного и других видов увлажнения фанеры в период эксплоатации конструкции; недопустимо также намокание фанерных балок и при их изготовлении.

При несоблюдении указанных условий белковый (альбуминовый или казеиновый) клей под влиянием влаги и биологических разрушителей утрачивает

свою вяжущую способность, и фанерная стенка, расслаиваясь, приходит в негодность.

В случае применения для изготовления стенки специальной строительной водостойкой фанеры (заводское изготовление которой уже опробовано) указанные ограничения отпадают.

Балки с фанерной стенкой имеют ряд преимуществ перед балками с перекрестной стенкой: меньший вес, меньшая трудоемкость, несколько меньший по весу расход гвоздей, более привлекательный вид и т. д.

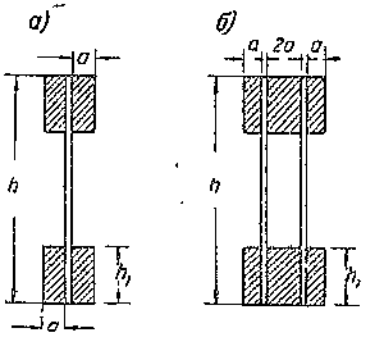


Рис. 46. Сечения балок с фанерной стенкой

Пиломатериал, применяемый для балок с фанерной стенкой, должен иметь влажность не более 18% (воздушно-сухой); это требование продиктовано тем, что при усушке поясных досок из полусухого леса возможно их растрескивание, поскольку деформации фанерной стенки при усушке одинаково малы во всех направлениях. По этой же причине и ширину досок поясов следует применять возможно меньшую, примерно, не больше 18—20 *см*.

Пролеты балок с фанерной стенкой, очертание их и основные габаритные соотношения, такие же, как и для балок с перекрестной стенкой, даны в табл. 1.

1. Сечения балок

Сечения балок с фанерной стенкой показаны на рис. 46. Нормальным типом при гвоздевом решении нужно считать сечение с двумя фанерными стенками и трехветвевым поясом (тип *б* на рис. 46). Сечение балки по типу *а* рацио-

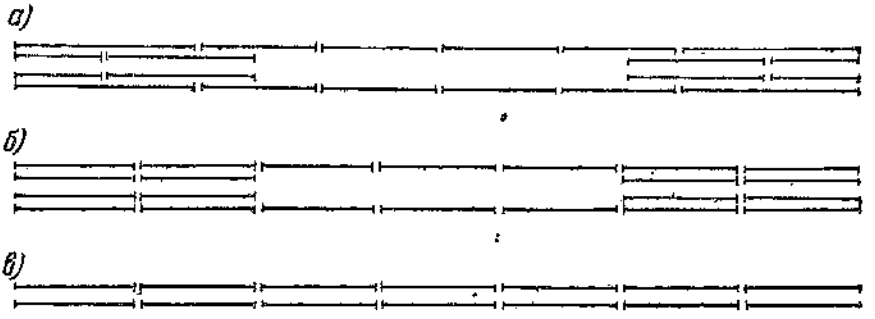


Рис. 47. Схемы расположения стыков стенки гвоздевой фанерной балки

нально только при малых нагрузках. Средняя ветвь пояса балки по типу *б* назначается вдвое толще крайних, и вся балка в целом представляет собой как бы две спаренные двутавровые балки типа *а*.

2. Фанерная стенка

Для фанерной стенки применяется высококачественная березовая или ольховая фанера (ОСТ 4420 и 4421). Так как размеры фанерных листов ограничены существующим сортаментом, стенка по длине балки имеет стыки. По толщине стенка в местах наибольшей поперечной силы (у опор) может состоять из двух-трех слоев фанеры. Как правило, следует, однако, отдать предпочтение одному листу толстой, многослойной фанеры, так как при этом лучше обеспечивается устойчивость стенки против выпучивания и улучшается работа гвоздей, соединяющих пояса со стенкой.

На рис. 47 показаны схемы стыков фанерной стенки по длине балки. По схеме *а* стык одного листа перекрыт целой частью другого; по схемам *б* и *в*

стыки всех листов осуществлены в одном месте. Наиболее простое и четкое решение стенки соответствует схеме *в*.

Во всех случаях стыки фанерных листов устраивают в местах расположения ребер жесткости, перекрывающих стыки.

3. Ребра жесткости

Основное назначение ребер жесткости—предохранить от выпучивания тонкую фанерную стенку и служить накладками для перекрытия стыков листов фанеры.

Основные ребра жесткости (рис. 48, сечение *I—I*) состоят из прокладки и двух накладок. Ширина ребра определяется из условия размещения четырех рядов гвоздей, необходимых для перекрытия стыков фанерной стенки.

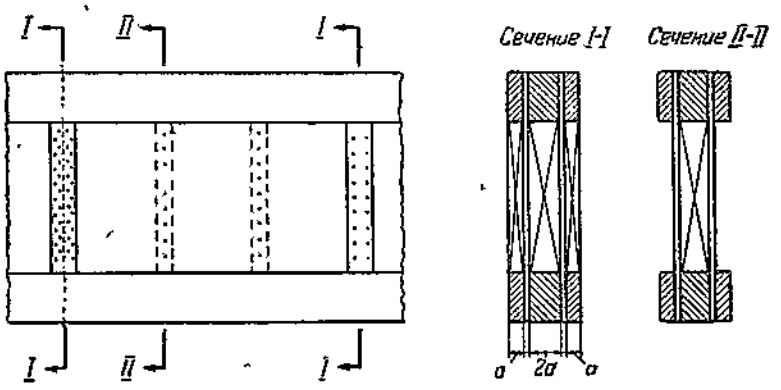


Рис. 48. Ребра жесткости гвоздевой фанерной балки

По длине ребра гвозди ставятся на предельно близких расстояниях. Промежуточные ребра ставятся между основными и состоят из одной прокладки, помещаемой между фанерными стенками (рис. 48, сечение *II—II*). Гвозди в этих ребрах ставятся в один ряд также на предельно сближенных расстояниях. Опорные ребра жесткости имеют наружные накладки, так же как в балках с перекрестной стенкой.

4. Стыки поясов

Стык верхнего пояса осуществляется упором «торец в торец» досок поясов и перекрывается накладками на болтах. Стык нижнего пояса делается ступен-

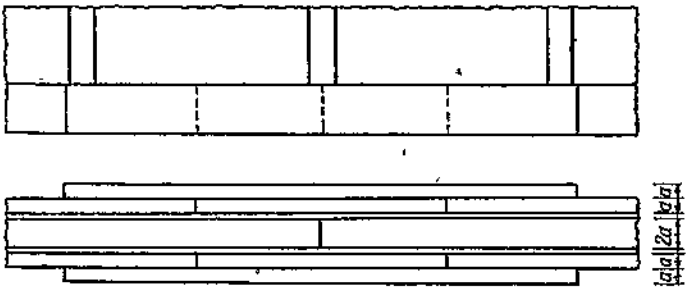


Рис. 49. Стык нижнего пояса гвоздевой фанерной балки

чатым (рис. 49). Стык внутренней доски нижнего пояса перекрывается короткими (внутренними) накладками, стык наружных досок—длинными (наружными) накладками.

Б. Расчет балок

Основная схема расчета и последовательность его такие же, как и для балок с перекрестной стенкой.

Особенности расчета рассматриваемых балок связаны с применением сравнительно тонкой фанерной стенки, имеющей по длине балки стыки.

Под влиянием сдвигающих усилий фанерная стенка, работая как пластинка, может выпучиться, т. е. потерять устойчивость. Этому препятствуют ребра жесткости, расстояние между которыми должно назначаться по расчету.

В стыках фанерной стенки может произойти поворот отдельных листов фанеры (рис. 51), аналогично, например, повороту призматических шпонок или пластинок металлических стержней. Поворот листов может вызвать добавочные усилия в поясных гвоздях и потребовать увеличения их количества.

1. Расчет фанерной стенки

а) Расчет стенки на срез. Фанерная стенка работает на сдвигающие усилия, возникающие между стенкой и поясами при изгибе балки.

Имея максимальное значение поперечной силы Q_A, определяем сдвигающее усилие на единицу длины:

$$T_A = \frac{Q_A}{h_0}.$$

Определяем необходимую толщину δ_ϕ фанеры. Допускаемое напряжение на срез высококачественной березовой фанеры равно $[\tau_\phi] = 40$ *кг/см*². Для ольховой фанеры допускаемые напряжения на срез и на смятие в гвоздевых сопряжениях принимаются на 35% меньшими, чем для березовой. Ослабление стенки гвоздями составляет примерно 5%. Следовательно:

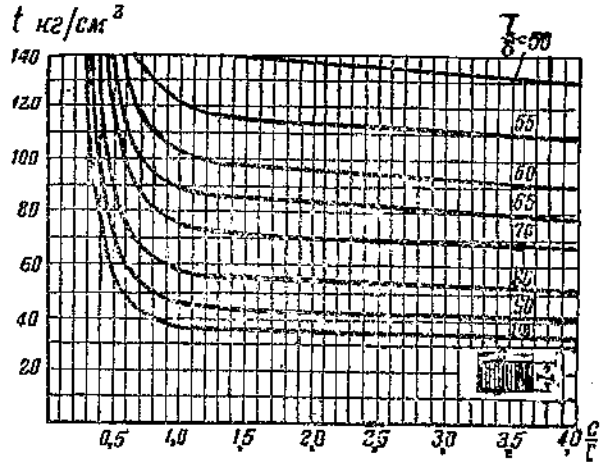


Рис. 50. График для расчета устойчивости фанерных стенок

$$\delta_\phi = \frac{T_A}{0{,}95\,[\tau_\phi]}.$$

Полученную величину округляем до ближайшего стандартного размера толщины листа фанеры.

Если фанерная стенка по длине балки имеет переменную толщину, проверяем τ_ϕ в месте перехода на более тонкие листы.

б) Расчет стенки на устойчивость. Устойчивость стенки зависит от величины свободного поля, от толщины листа, количества слоев в фанере и от направления волокон в ее наружных шпонах.

Расчет на устойчивость заключается в определении напряжения на срез фанеры при потере ею устойчивости. Коэфициент запаса $k_з$ должен быть не менее 2.

Критическое напряжение определяется по графику, приведенному на рис. 50, в зависимости от толщины фанеры δ_ϕ и расстояний между ребрами жесткости вдоль волокон наружных шпонов (l') и поперек волокон наружных шпонов (c).

Задаваясь расстояниями l' и c, определяем по графику значение $\tau_\phi^{кр}$ при данной толщине фанерной стенки.

При $[\tau_\phi] = 40 \cdot 0{,}95 = 38$ *кг/см*² и $k_з = 2$ критическое напряжение равно $\tau_\phi^{кр} = 38 \cdot 2 = 76$ *кг/см*². Из графика усматривается, что при этом критическом напряжении и при обычном соотношении $\frac{c}{l'} = 1 - 4$ расстояние l' между ребрами жесткости не должно быть более (65 —70) δ_ϕ.

Н и ТУ разрешают при $\frac{l'}{\delta_\phi} > 65$ уменьшать допускаемое напряжение фанеры на срез, вводя к основному допускаемому напряжению на срез фанеры коэфициент $\left(\frac{65\delta_\phi}{l'}\right)^2$ (полученный из кривых графика).

2. Расчет гвоздевого забоя

Гвозди, соединяющие пояса с фанерной стенкой, рассчитываются на равнодействующую усилий сдвига и усилий от поворота листа фанеры. На рис. 51 показан лист фанеры с приложенными к нему усилиями.

По направлению поясов приложены сдвигающие усилия T_n на единицу длины; сумма этих усилий при длине листа фанеры l_ϕ равна $T_n l_\phi$.

По ребрам жесткости, на которых стыкуются соседние листы фанеры, приложены усилия $T_{гв} n_{гв}$, где $T_{гв}$ — допускаемое усилие на один гвоздь, $n_{гв}$ — количество гвоздей, забитых в ребро жесткости (по одну сторону стыка фанерного листа).

Добавочные усилия на поясные гвозди от поворота листа фанеры обозначены через V_n (сдвигающая сила поперек пояса на единицу его длины).

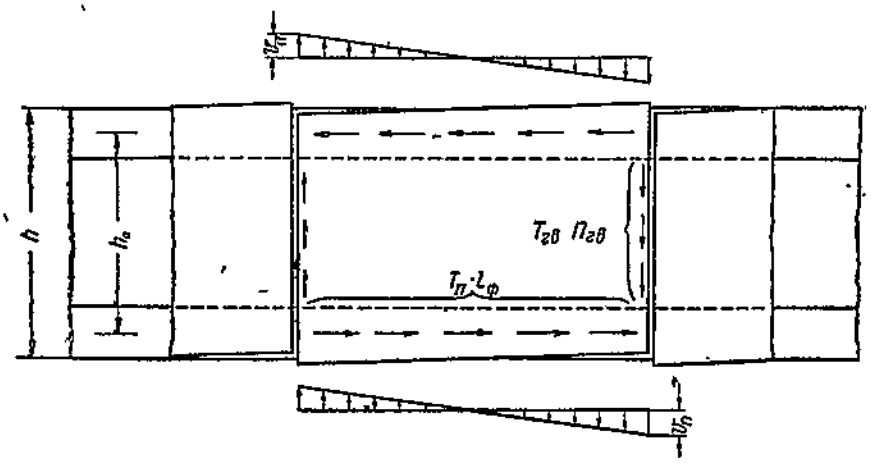


Рис. 51. Определение усилия в поясных гвоздях от поворота фанерного листа

Усилия $T_n l_\phi$ дают момент $T_n l_\phi h_0$, стремящийся повернуть лист фанеры. Обратный момент, удерживающий лист от поворота, создается усилиями $T_{гв} n_{гв}$ и V_n; из условия равновесия имеем:

$$T_n l_\phi h_0 = T_{гв} n_{гв} l_\phi + 2\left[\left(V_n \cdot \frac{l_\phi}{2} \cdot \frac{1}{2}\right) \cdot \frac{2}{3} l_\phi\right],$$

Отсюда определяем усилие V_n:

$$V_n = 3\frac{T_n h_0 - T_{гв} n_{гв}}{l_\phi}.$$

Так как усилия T_n по длине листа обычно меняются, то в расчет вводится среднее значение T_n.

Можно ли получить $V_n = 0$? Как видно из выражения для V_n, это возможно при $T_n h_0 = T_{гв} n_{гв}$ или $T_n l_\phi h_0 = T_{гв} n_{гв} l_\phi$, т. е. только в том случае, когда момент, удерживающий лист от поворота, может быть создан усилиями гвоздей, поставленных в ребрах жесткости. Конструктивно такое количество гвоздей в ребрах, как правило, не может быть размещено; поэтому обычно $V_n \neq 0$.

Зная усилия V_n и T_n, определяем расчетное усилие R на гвозди на единицу длины пояса:

$$R = \sqrt{T_n^2 + V_n^2}.$$

3. Конструктивный строительный подъем

Конструктивный строительный подъем определяется так же, как для балки с перекрестной стенкой. Следует только учесть добавочный прогиб от сдвига в фанерной стенке, так как модуль упругости фанеры на сдвиг $G_ф$ невелик.

$$(f_{сдв})_ф = \frac{l}{2} \cdot \frac{\tau_ф}{G_ф}.$$

При $G_ф = 8\,000$ *кг/см²* и $[\tau_ф] = 40$ *кг/см²* получим:

$$(f_{сдв})_ф = \frac{l}{2} \cdot \frac{40}{8\,000} = \frac{l}{400}.$$

§ 13. КЛЕЕНЫЕ БАЛОЧНЫЕ СПЛОШНЫЕ Д. К.

Клееные деревянные балки, преимущественно двутаврового поперечного сечения из досок, уложенных плашмя друг на друга, появились еще в начале XX века.

Одним из инициаторов изготовления и применения таких балок был Гетцер, первые печатные сообщения о клееных конструкциях которого появились в 1907 г.

Балки Гетцера (рис. 52) склеивались из тонких досок (2—4 *см*) и нередко имели переменную высоту соответственно очертанию эпюры моментов.

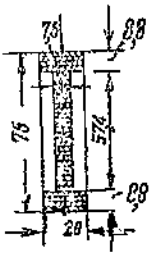


Рис. 52. Клееная балка Гетцера

При изготовлении балок производился специальный отбор древесины: лучшие по качеству доски шли на пояса балок.

Применялись также балки, склеенные из разных пород леса, причем на верхний (сжатый) пояс шел бук, хорошо работающий на сжатие, а на нижний—употреблялась пихта, хорошо работающая на растяжение.

Для склеивания балок применялся специальный (изобретенный Гетцером) казеиновый клей, требовавший интенсивного прессования при склейке.

Конструкции Гетцера последнее время вытесняются конструкциями на водостойких клеях из синтетических смол (Kauritenleim, Klemmleim) специального заводского изготовления. Так же как и клей Гетцера, эти виды клея требуют тщательной прифуговки склеиваемых поверхностей.

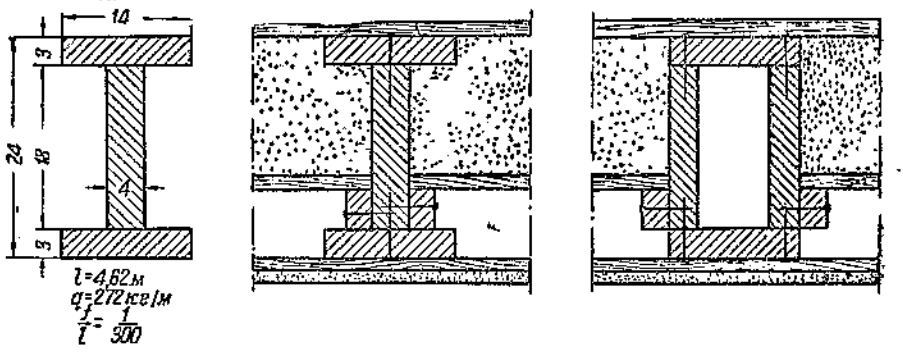


Рис. 53. Современные клееные балки для междуэтажных перекрытий за границей

Примеры применяемых в междуэтажных перекрытиях клееных балок двутаврового и коробчатого сечения, склеиваемых на таких клеях, приведены на рис. 53. Прессование при склеивании здесь осуществлялось при помощи гвоздевого забоя. Количество поставленных для этой цели гвоздей было вдвое

меньше необходимого для полного восприятия сдвигающих усилий одними гвоздями. Таким гвоздевым забоем уменьшалось к тому же вредное влияние местных непроклеек.

У нас в СССР применение клееных конструкций только еще развертывается.

В качестве примера на рис. 54 приведен сплошной коробчатый настил ЦНИПС, примененный в опытном порядке для междуэтажных перекрытий в Москве.

Отдельные коробчатые балки настила склеиваются на фенолформальдегидном клею ЦНИПС (см. раздел четвертый гл. V, ч. I курса) из тонких досок толщиной 2,5—3 *см*. Применение тонких досок облегчает сушку древесины (при склеивании конструкций влажность древесины не должна превышать 18%), а малые напряжения в материале балки (сечение балки подбирается из условия прогиба) допускают применение досок III сорта.

Склеивание изготовленных у нас балок производилось в специальном прессе, причем для фиксации положения доски стенки верхняя и нижняя кромки ее обрабатывались в виде треугольного шпунта с соответствующим пазом в досках поясов (рис. 54, *а*).

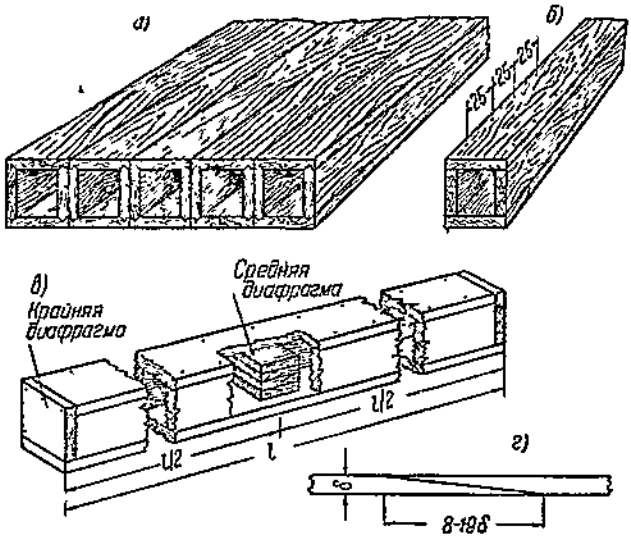


Рис. 54. Клееный коробчатый настил ЦНИПС

Испытания подтвердили возможность склеивания балок вовсе без пресса при помощи создания гвоздевым забоем необходимого для склейки давления. В этом случае отпадает необходимость в треугольном шпунте (рис. 54, *б*).

При толщине досок 2,5 ÷ 3 *см* запрессовка производится гвоздями $d_{гв} = 3{,}5 \div 4{,}0$ *мм* и $l_{гв} = 90 \div 110$ *мм* с шагом 25 — 30 *см*. При толщине досок 3,5 — 5 *см* применяются гвозди $d_{гв} = 4 \div 5$ *мм* и $l_{гв} = 110 \div 150$ *мм* с шагом 30 — 40 *см*.

Во избежание перекоса коробчатого сечения ставятся две диафрагмы по торцам и одна в середине пролета (рис. 54, *в*). Средняя диафрагма склеивается из обрезков досок и плотно вставляется в полость балки. Волокна досок средней диафрагмы направлены параллельно волокнам досок балки. Торцовые диафрагмы изготовляются из тонких (толщиной 2,5—3 *см*) креозотированных досок и прибиваются гвоздями после пропитки склеенной балки и обрезки ее концов. Такое решение обеспечивает возможность заполнения полости балки на постройке гранулированным шлаком, шлаковой ватой, антисептированными негорящими опилками и т. д., если коробчатый настил предназначается для чердачных перекрытий и теплых полов первого этажа, а также для междуэтажных перекрытий с повышенной звукоизоляцией. В обычных междуэтажных перекрытиях балки применяются без заполнения.

По соображениям пожарной безопасности и санитарно-гигиенического характера коробчатый настил выполняется без осушающих продухов. Поэтому обязательно хотя бы облегченное антисептирование внутренних полостей настила, осуществляемое простым погружением готовой балки (без торцовых диафрагм) в раствор антисептика.

Нормальные пролеты коробчатого настила ЦНИПС от 3 до 6 *м*. Возможно применение коробчатых балок и большего пролета. Необходимое в этом случае стыкование по длине досок поясов и стенки производится склеиванием их «на ус» (рис. 54, *г*).

Изготовление балок настила должно производиться на заводе или в сборочных мастерских. На постройку балки поступают в виде совершенно гото-

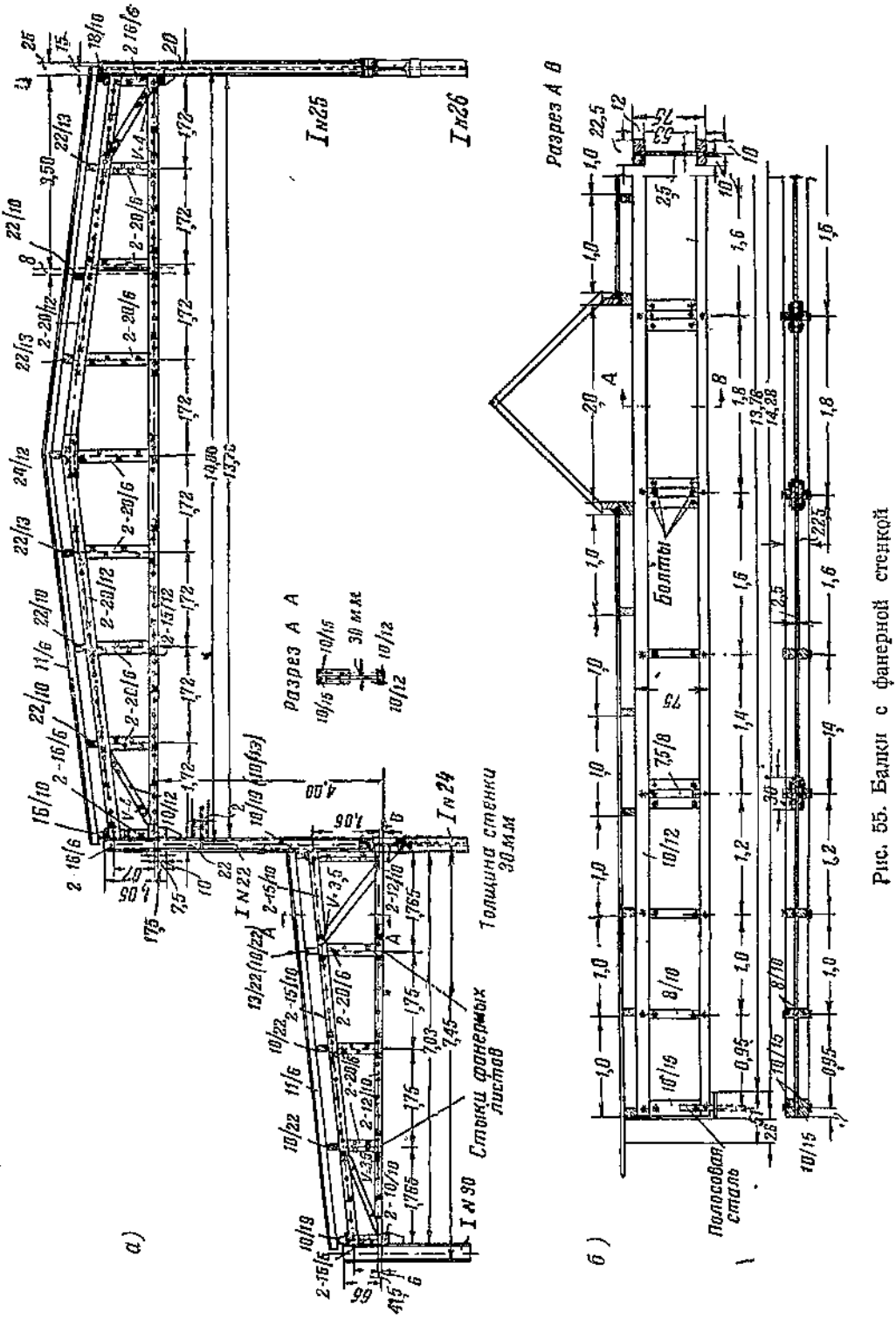


Рис. 55. Балки с фанерной стенкой

вых к укладке блоков, полностью удовлетворяющих требованиям сборного скоростного строительства.

Коробчатый настил ЦНИПС дает экономию в древесине от 30 до 40% по сравнению с обычными междуэтажными перекрытиями.

Клееный шов осуществляет монолитную связь стенки с поясами, поэтому настил рассчитывается как цельная балка соответствующего сечения.

При расчете по нормальному для обычных междуэтажных перекрытий относительному прогибу высота сплошного коробчатого настила получается незначительной; это может повести к недопустимой зыбкости перекрытия. Во избежание этого допускаемый прогиб клееного коробчатого настила, так же как и для деревоплиты, принимается не более $\frac{1}{600}$ пролета.

Увеличение высоты сечения клееных балок для перекрытия больших пролетов достигается в настоящее время применением фанерной стенки из специальной водоустойчивой фанеры (см. раздел четвертый, гл. VI, ч. I курса).

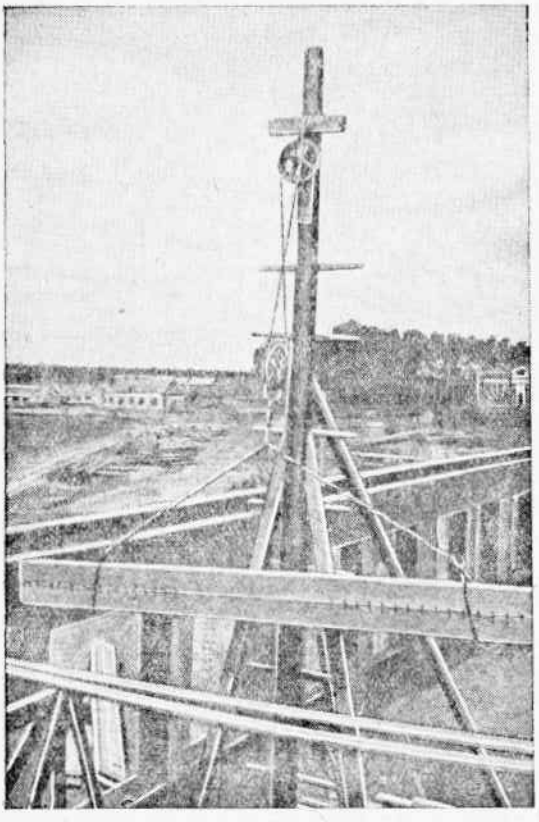


Рис. 56. Подъем балки Деревягина при помощи передвижного копра

Дощатые пояса балок, склеенные с фанерной стенкой, образуют двутавровое или коробчатое сечение, аналогичное сечению гвоздевых балок с фанерной стенкой. Стыки поясов решаются склеиванием «на ус»; стыки фанерных листов стенки перекрываются фанерной накладкой на клею, благодаря чему исключается поворот отдельных листов фанеры, имеющий место в гвоздевых балках с фанерной стенкой.

По данным ЦНИПС, во избежание разрушения клеевого шва вследствие усушки и разбухания древесины ширина приклеиваемых к фанере брусков не должна превышать 7,5—10 *см*.

Более широкие пояса должны выполняться составными по высоте из двух-трех брусков, приклеенных к фанере, но не склеенных между собой. Необходимое при склейке давление осуществляется гвоздевым забоем или (при толстых брусках) болтовыми ваймами.

У нас в СССР клеефанерные конструкции впервые находят свое опытное применение в виде щитовой фанерной опалубки и щитовых фанерных зданий из водоустойчивой строительной фанеры (ЦНИПСИТ).

На рис. 55 приведены клеефанерные балки двутаврового сечения, примененные в качестве несущих конструкций за границей.

В балках пролетом 14 и 7 *м*, представленных на рис. 55, *а*, фанерная стенка толщиной 3 *см* состоит из листов буковой фанеры, склеенной на специальном строительном клею (Kauritenleim). Этим же клеем приклеены к стенке пояса, состоящие из брусков 20×12 и 15×12 *см*, в балке пролетом 14 *м* и из брусков 15×10 и 12×10 *см* в балке пролетом 7 *м*.

Устойчивость фанерной стенки у опор увеличена наклонными ребрами жесткости (в виде сжатых подкосов)

В балке пролетом 14 *м*, показанной на рис. 55, *б*, фанерная стенка имеет толщину 2,5 *см*, а пояса состоят из брусков сечением 10×12 и 10×10 *см*.

Стыки фанерной стенки перекрыты фанерными накладками на клею. Прессование клеевого шва осуществлялось при помощи болтов.

§ 14. КРАТКИЕ СВЕДЕНИЯ ПО МОНТАЖУ БАЛОЧНЫХ СПЛОШНЫХ Д. К.

1. Составные брусчатые и бревенчатые балки

Монтаж этого вида балок благодаря большой поперечной жесткости и незначительному их весу может производиться любыми простейшими грузоподъемными приспособлениями: передвижным копром, малым дерриком, краном-укосиной и т. д.

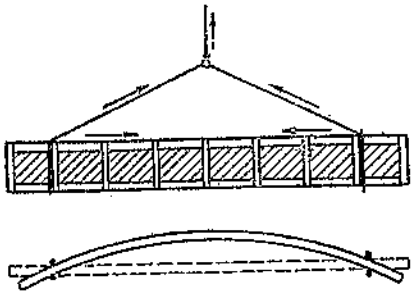


Рис. 57. Поперечное выпучивание гвоздевой балки вследствие неправильного захвата ее при подъеме

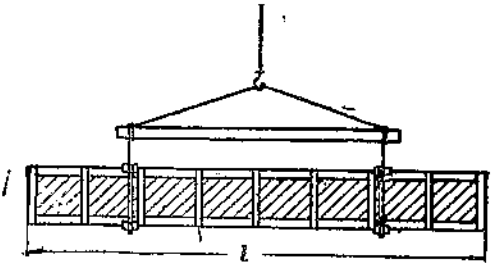


Рис. 58. Рекомендуемая схема захвата балки при подъеме

Подъемный трос захватывает балку либо в середине ее длины, либо в двух точках, расположенных примерно на расстоянии четверти пролета от концов балки.

На рис. 56 показан подъем балки Деревягина с помощью простого передвижного копра.

2. Гвоздевые балки с высокой стенкой

Гибкость гвоздевых балок с высокой стенкой в направлении из их плоскости больше гибкости брусчатых балок. При захвате балки в двух точках у концов может под влиянием силы, вызванной натяжением наклонных участков тросов и сжимающей гибкий верхний пояс, произойти выпучивание балки из ее плоскости (рис. 57).

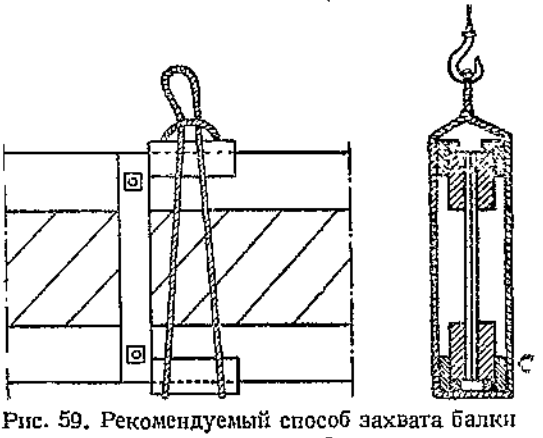


Рис. 59. Рекомендуемый способ захвата балки при монтаже

Поэтому крепление подъемного троса рекомендуется производить посредством захватной траверсы (рис. 58); при таком креплении верхний пояс балки не испытывает добавочного сжимающего усилия.

Во избежание обмятия кромок во всех случаях рекомендуется подкладывать под петли дощатые уголковые подкладки (рис. 59).

ГЛАВА IV

РАСПОРНЫЕ СПЛОШНЫЕ Д. К.

§ 15. ТРЕХШАРНИРНЫЕ АРКИ СИСТЕМЫ ДЕРЕВЯГИНА

А. Конструкция арок

Две наклонно поставленные составные брусчатые балки, скрепленные в коньке и соединенные понизу металлической затяжкой, образуют трехшарнирную арку.

Балки Деревягина, применяемые в вышеуказанной схеме, дают трехшарнирную арку системы Деревягина (рис. 66), весьма простую и удобную для применения в качестве несущей конструкции в кровельных покрытиях.

Пролеты, перекрываемые такими арками, зависят от отношения $\frac{f}{l}$ и длины балок. Отношение высоты конструкции f к пролету l принимается в пределах от $^1/_2$ до $^1/_3$, соответственно чему при максимальной длине балок 6,5 *м* получаются пролеты в пределах 8—12 *м*, а при длине балок до 8,5 *м* пролет может быть увеличен до 16 *м*. Балки Деревягина, применяемые в трехшарнирной арке, ничем не отличаются от балок этой же системы, применяемых в балочных решениях, и могут состоять, в зависимости от величины пролета арки и нагрузки, из двух или трех брусьев. Затяжка—металлическая и состоит, как правило, из о д н о г о тяжа, выполненного из круглой стали. Одиночная затяжка обеспечивает полную статическую определимость усилия в ней в отли-

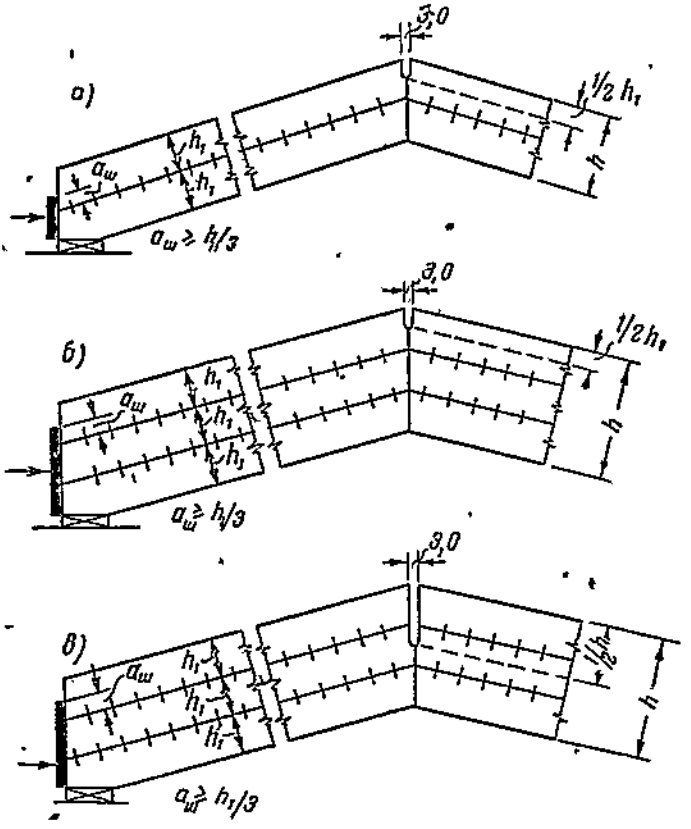


Рис. 60. Схемы упора балок в коньковом и опорном узлах

чие от двойной затяжки, где, в зависимости от начального натяжения, условий примыкания в опорном узле и т. д., усилия в ветвях затяжки могут быть не равны друг другу.

Металлические детали узлов арки Деревягина (см. стр. 99—101) просты в изготовлении, обеспечивают сборность конструкции и удобны в транспортировании.

Трехшарнирные арки Деревягина, так же как и балки на пластинчатых нагелях, являются конструкцией заводского изготовления. Простота конструкции и ее деталей делает возможным, однако, изготовление ее при надлежащем техническом контроле и в мастерских на постройке.

Схемы упора балок в коньковом и опорном узлах приведены на рис. 60. В зависимости от принятого характера опирания в коньковом узле назначается минимальная высота опорной шайбы, которая должна заходить за соответствующий шов на величину $a_ш$, составляющую не менее одной трети высоты h_1 бруса.

Если бы при упоре в коньковом узле, осуществленном, согласно приведенным схемам, опорная шайба не заходила за соответствующий шов, то нормаль-

ная сила вызвала бы сдвиг упертого в коньке и неупертого в опорном узле бруса относительно нижележащего бруса, что могло бы привести к недопустимой перегрузке пластинчатых нагелей, соединяющих эти брусья.

Из приведенных схем упоров следует, что нормальная сила в опорном и коньковом узлах во всех случаях приложена с эксцентриситетом по отношению к оси всего поперечного сечения и создает момент обратного знака, которым уменьшается изгибающий момент от приложенных к брусу вертикальных нагрузок.

Та или иная схема упора выбирается в каждом отдельном случае по расчетно-конструктивным соображениям.

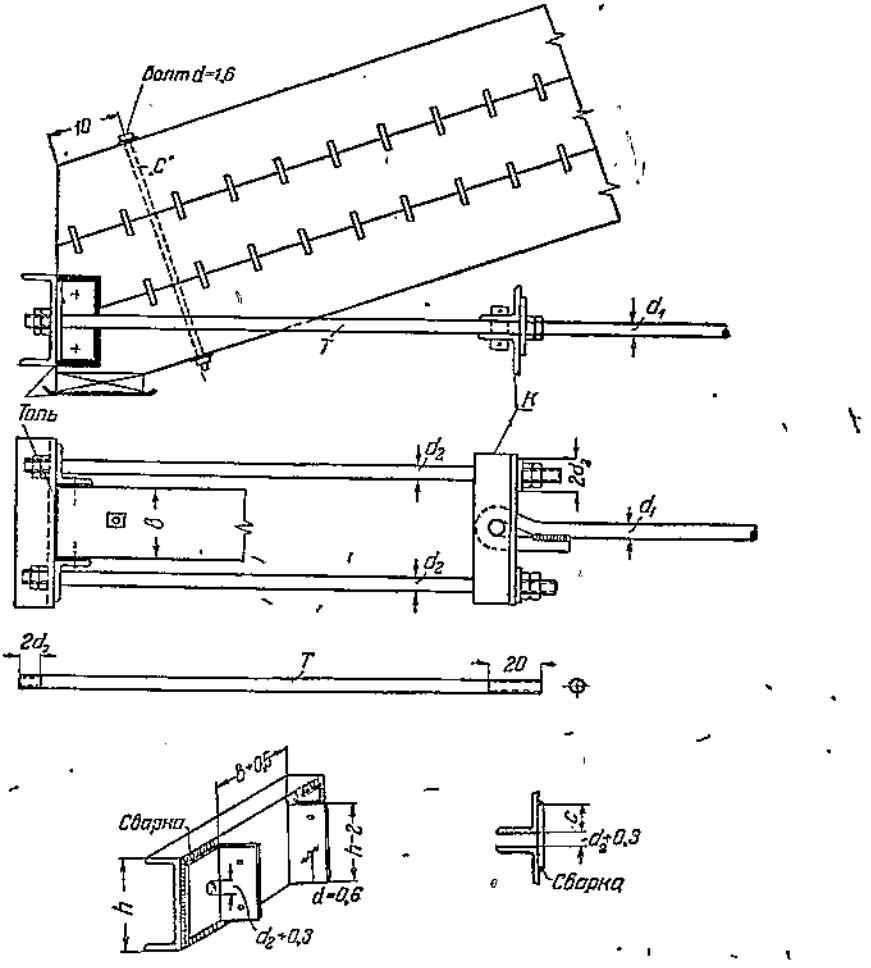


Рис. 61. Опорный узел с болтовым хомутом

Конструктивные решения опорных узлов арки и металлические детали их приведены на рис. 61, 62, 63 и 66.

Во всех приведенных вариантах затяжка арки состоит из одного тяжа, не имеющего нарезки и работающего, следовательно, полным сечением. Соединение затяжки с шайбой опорного узла осуществляется при помощи коротких стержней (регулировочных болтов), имеющих нарезку на одном или обоих концах и соответственно этому больший диаметр. Нарезка короткого, толстого стержня может быть произведена на токарном станке (ручная нарезка тяжей большого диаметра невозможна, а нарезка длинного стержня весьма затруднительна на станке). При транспортировании следует предусмотреть защиту нарезки от повреждения, что также легче сделать для коротких стержней.

В варианте по рис. 61 коротыши T у опорного узла двойные и опорная шайба делается из отрезка швеллера. Это решение рекомендуется при значительной величине распора арки, когда диаметр одиночного опорного тяжа получился бы слишком большим. Натяжение производится подвертыванием гаек коротышей со стороны затяжки. Уголки K, которыми с помощью петли

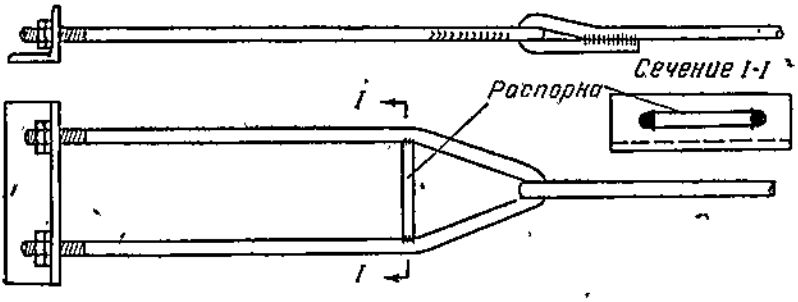


Рис. 62. Простейшая конструкция хомута в опорном узле

и валика присоединяется затяжка, могут быть заменены простым захватом двух петель (рис. 62); в этом случае натяжение производится со стороны опорного конца. В варианте по рис. 62 отпадает, однако, преимущество нарезки коротких стержней на станке. В варианте по рис. 66 (см. ниже) одиночный

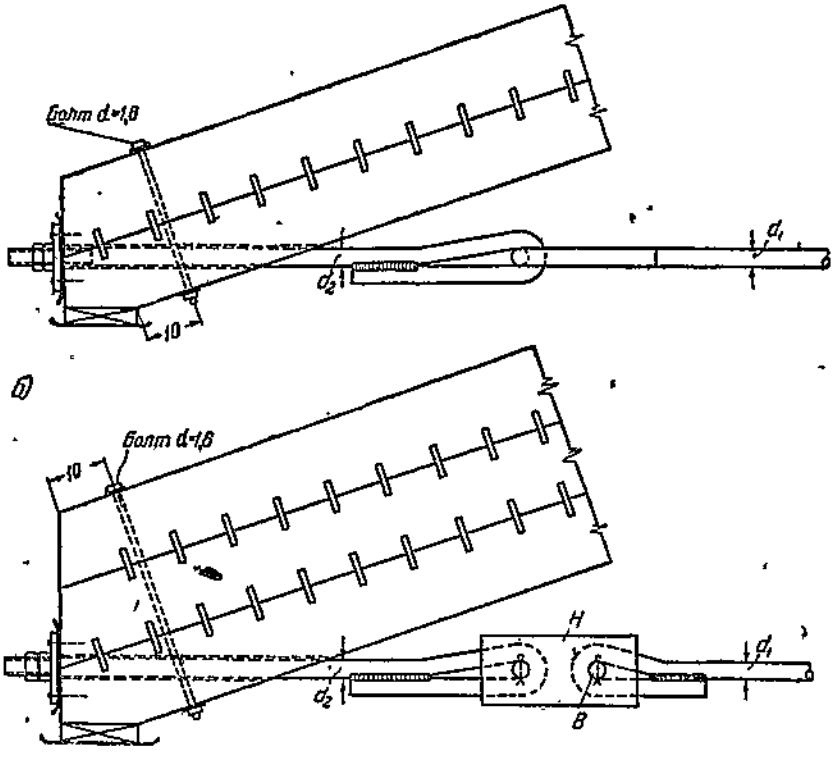


Рис. 63. Опорный узел с одиночным регулировочным болтом. Стык на металлических пластинках

коротыш входит в специальную гайку, которая передает усилие на затяжку четырьмя тяжами меньшего диаметра, приваренными к затяжке. На рис. 63 даны более простые решения с одиночным опорным коротышем, причем стык коротыша с затяжкой осуществляется или при помощи двух металлических пластин—накладок, валиков и петель по концам коротыша и затяжки (рис. 63, *б*), или при помощи одних только петель (рис. 63, *а*). В двух последних

вариантах опорным шайбам придается обычно квадратная форма и выполняются они из котельного железа.

Стык затяжки осуществляется в середине пролета под коньковым узлом (рис. 64). В этом же месте ставится и подвеска для затяжки.

Балки в коньковом узле соединяются двумя дощатыми накладками на четырех болтах. Толщина накладок приблизительно равна половине толщины поясов. Отверстиям в накладках для крайних болтов придается овальная форма; удлиненную ось отверстия располагают нормально к направлению брусьев, чтобы не препятствовать повороту балок при прогибе (рис. 64).

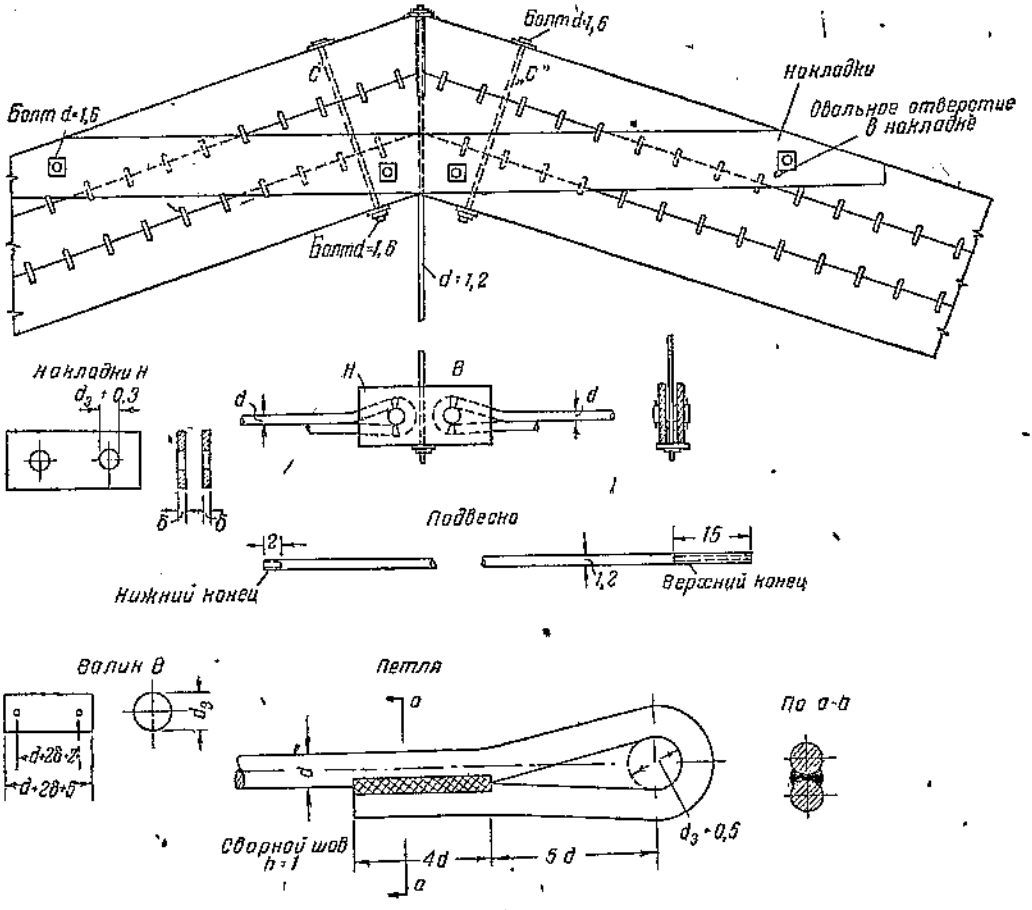


Рис. 64. Коньковый узел арки. Детали стыка и подвески затяжки

В балках Деревягина, служащих элементами арок, обязательна постановка стяжных болтов у опорного и конькового узлов. Рекомендуется, кроме того, постановка стяжных болтов в четвертях длины балки. Верхний пояс балки должен быть надежно раскреплен из плоскости прогонами кровли.

Трехшарнирные арки из балок Деревягина можно применять и для покрытий небольших складов с передачей распора непосредственно на фундаменты. Пример такой конструкции приведен на рис. 65.

Б. Расчет арок

Составная балка арки рассчитывается как сжато-изогнутый стержень (с некоторыми упрощениями, согласно специальной инструкции по проектированию ферм малых пролетов системы Деревягина).

1. Определение изгибающих моментов. Вследствие прямолинейного очертания ветвей арок (рис. 65, 66) загружение одной половины пролета не вызывает значительных изгибающих моментов во второй половине.

Изгибающие моменты вследствие этого определяются для каждой половины арки как для простой балки, пролет которой равен $\frac{l}{2}$.

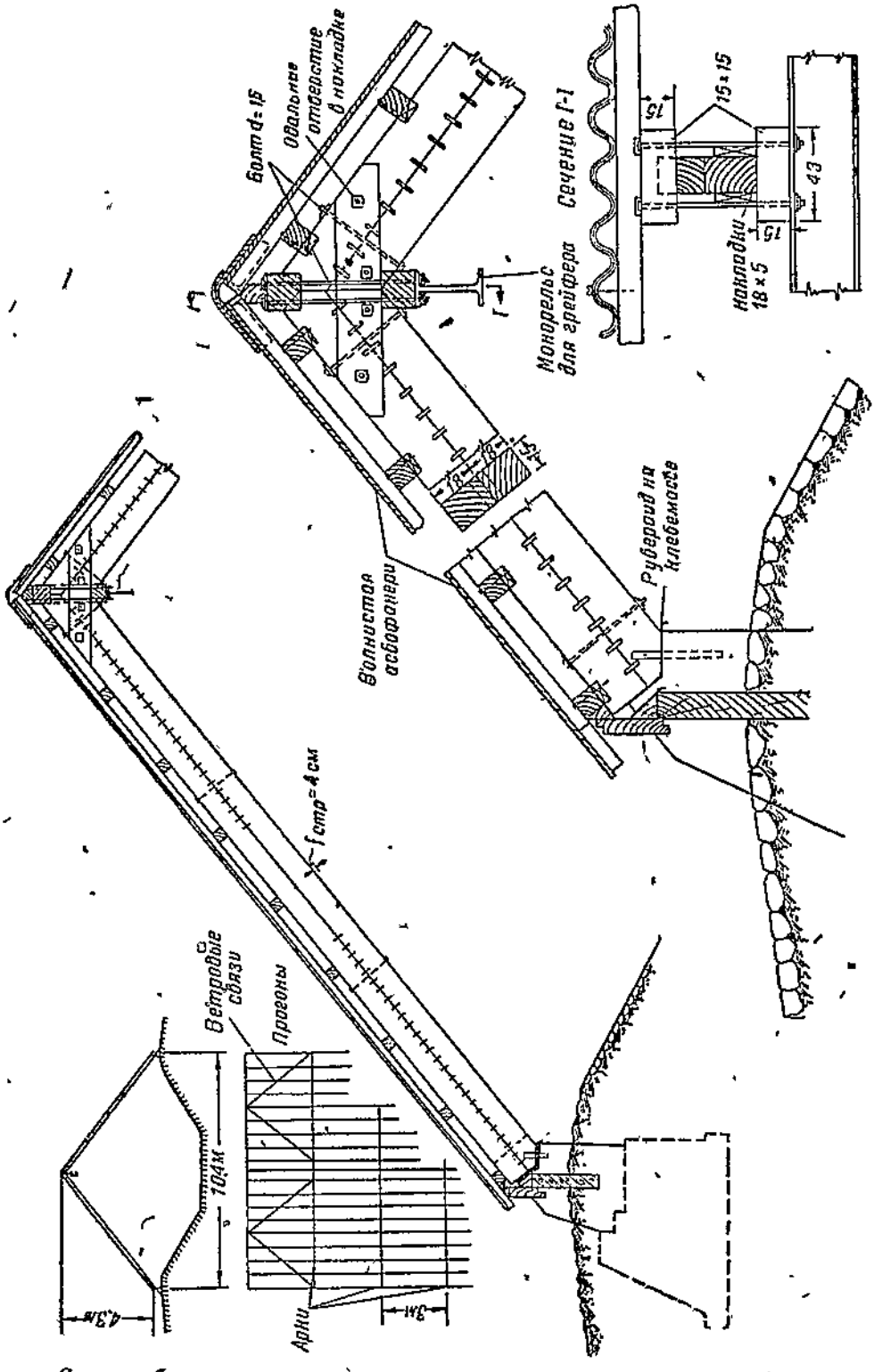


Рис. 65. Трехшарнирная распорная арка покрытия холодного склада

Сечение брусьев постоянно по длине, поэтому достаточно определить только максимальный изгибающий момент.

Для наиболее часто встречающейся на практике нагрузки, т. е. равномерной по пролету, имеем:

$$M_{\max} = q\left(\frac{l}{2}\right)^2 \frac{1}{8} = \frac{ql^2}{32},$$

где q отнесено к единице длины проекции арки.

2. Определение нормальных сил. Нормальные силы определяются по обычным формулам расчета арок:

$$N = H\cos\alpha + Q_0 \sin\alpha,$$

где Q_0—поперечная сила простой балки пролетом l.

Для поверки напряжения и расчета пластинок достаточно определить нормальную силу в месте $M_{\max}$.

3. Опорные реакции и распор. Вертикальные опорные реакции определяются как для простой балки пролетом l.

Распор при равномерной нагрузке по пролету равен:

$$H = \frac{ql^2}{8f}.$$

4. Поверка напряжений производится по формуле сжато-изогнутого стержня:

$$\sigma = \frac{N}{F_{бр}} + \frac{M}{W\xi} \leqslant [\sigma_c].$$

Момент сопротивления W берется с учетом составности балки: $W = 0{,}9\ W_{бр}$—для балки из двух брусьев, $W = 0{,}8\ W_{бр}$—для балки из трех брусьев.

$$M = M_{\max} - Ne,$$

где N и e—нормальная сила и эксцентриситет приложения ее в середине длины балки.

При вычислении коэфициента ξ гибкость λ определяют без учета податливости связей (коэфициент μ_0 здесь обычно близок к единице), т. е. как для стержня цельного сечения:

$$\lambda = \frac{l_1}{0{,}289h},$$

где l_1—длина балки;

h—высота балки в плоскости изгиба.

5. Определение количества пластинок. Пластинки рассчитываются на сдвигающие усилия, возникающие при изгибе балки.

Количество пластинок на протяжении от опоры до сечения с максимальным моментом равно:

$$n_{пл} = 1{,}5\frac{M_{\max} S}{J[T_{пл}]} + k\frac{N}{[T_{пл}]}.$$

Во втором слагаемом $k\frac{N}{[T_{пл}]}$ учтено дополнительное количество пластинок, которое ставят, имея в виду добавочную нагрузку на пластинки, обусловленную эксцентричностью приложения нормальной силы при опирании по схеме рис. 60, *в*. Действительно, верхний брус в этой схеме не нагружен непосредственно нормальной силой, но вследствие деформации сжатия среднего бруса от действия нормальной силы (укорочение его длины) часть нормальной силы передается через пластинки на верхний брус, что и вызывает добавочную нагрузку пластинок. Коэфициент k принимается по эмпирическим данным; $k = 0{,}2$ для схемы опирания по рис. 60, *в*. При опирании по схеме рис. 60, *а* и *б* коэфициент k равен нулю, так как в этом случае нормальная сила передается на все брусья непосредственно.

6. Расчет металлических деталей производится согласно действующим нормам, в соответствии с сортом примененной стали.

Уголки в месте перехода от одиночного тяжа к двойным коротышам по рис. 61, так же как валики *В* по рис. 64, рассчитываются на изгиб. Стыковые пластины-накладки рассчитываются на растяжение по ослабленному сечению.

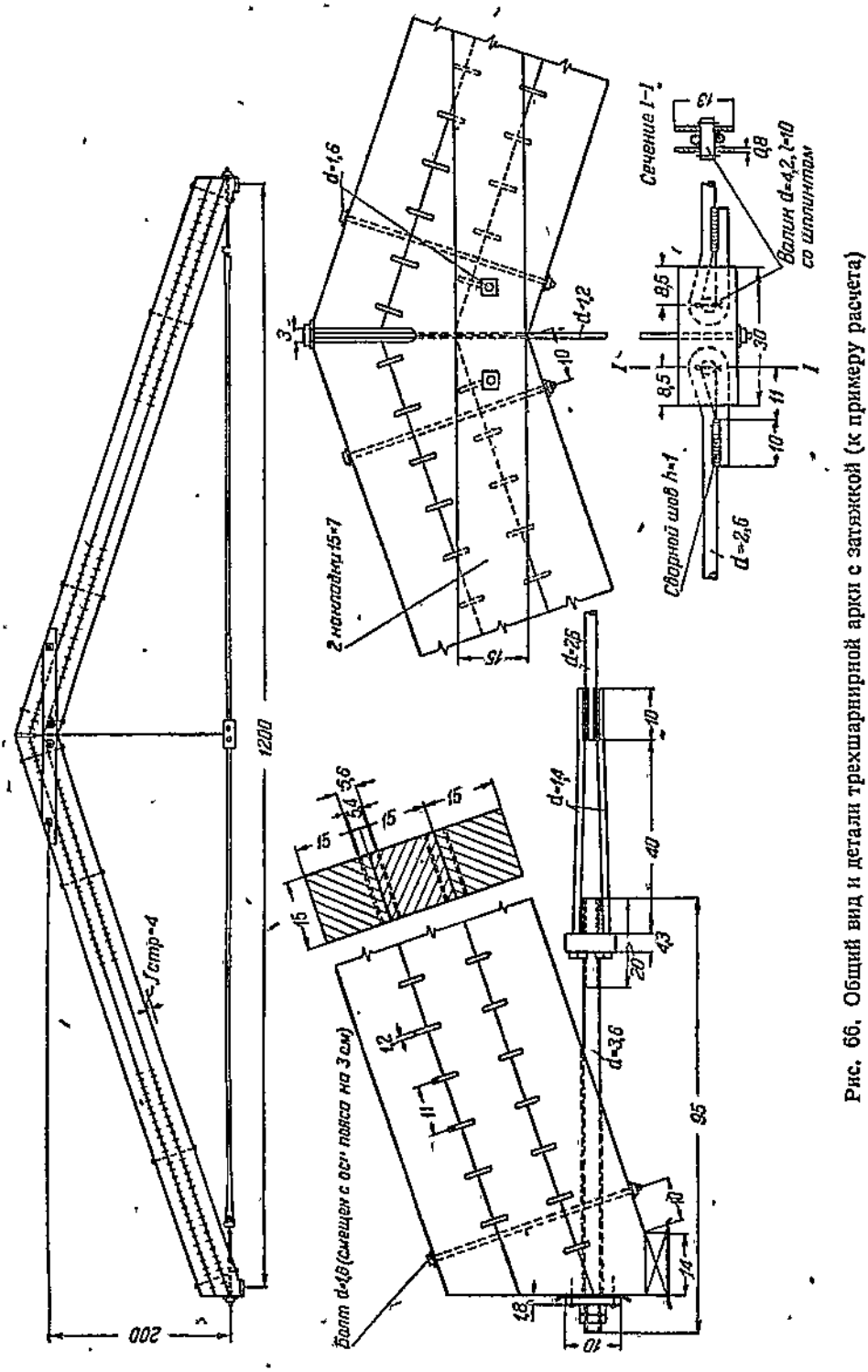


Рис. 66. Общий вид и детали трехшарнирной арки с затяжкой (к примеру расчета)

В предположении возможной неравномерности работы двух накладок рекомендуется нормальное допускаемое напряжение на растяжение и на срез снижать в этом случае примерно в 1,5 раза.

В. Пример расчета (рис. 66)

Пролет арки равен $l = 12$ м; $\frac{f}{l} = \frac{1}{6}$; полная расчетная нагрузка—700 кг на 1 м длины проекции; лес—полусухая сосна сорта, соответствующего классу сооружения; балки состоят из трех брусьев 15 × 15 см; дубовые пл стинчатые нагели $\delta_{нл} = 1{,}2$ см и $l_{нл} = 5{,}4$ см поставлены на расстоянии $9\,\delta_{нл} = 11$ см друг от друга, равномерно на длине $0{,}4\,l$ от обоих концов балки; упор в опорном и коньковом узлах выполнен согласно схеме рис. 60, *в*.

Опорные реакции:

$$A = B = \frac{700 \cdot 12}{2} = 4\,200 \text{ кг}.$$

Изгибающий момент:

$$M_{max} = \frac{ql^2}{32} = \frac{700 \cdot 12^2}{32} = 3\,150 \text{ кгм}.$$

Распор:

$$H = \frac{ql^2}{8f} = \frac{700 \cdot 12^2}{8 \cdot 2} = 6\,300 \text{ кг}.$$

Нормальная сила в месте M_{max}:

$$N = 6\,300 \cdot 0{,}948 + (4\,200 - 700 \cdot 3) \cdot 0{,}317 = 6\,625 \text{ кг}.$$

Необходимая длина опорной площадки смятия:

$$a = \frac{4\,200}{15 \cdot 20} = 14 \text{ см},$$

где $[\sigma_{см}]_{90°} = 20$ кг/см².

Эксцентриситет в опорном узле (рис. 67, *а*):

$$e_{on} = \frac{a}{2} \sin\alpha + \frac{h_1}{2} = 7 \cdot 0{,}317 + \frac{15}{2} = 9{,}7 \text{ см}.$$

Эксцентриситет в коньковом узле (рис. 67, *б*):

$$e_к = \frac{3}{4} h_1 = \frac{3}{4} \cdot 15 = 11{,}2 \text{ см}.$$

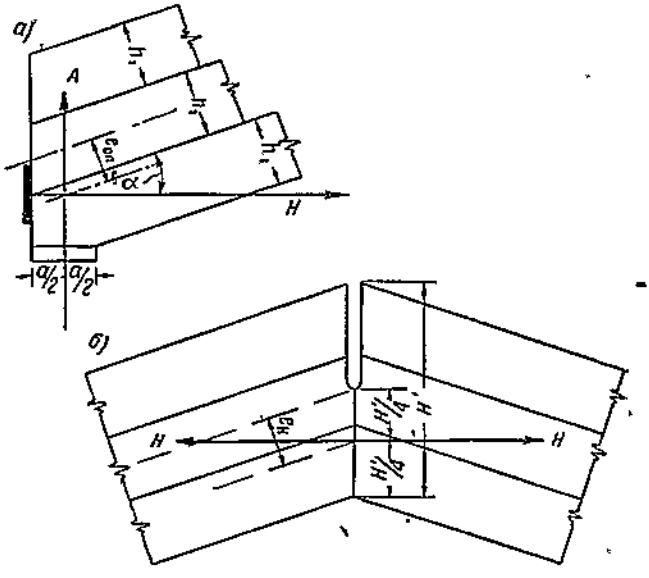


Рис. 67. Схема эксцентриситетов в опорном и коньковом узлах

Расчетный эксцентриситет в середине длины бруса:

$$e = \frac{e_{on} + e_к}{2} = \frac{9{,}7 + 11{,}2}{2} = 10{,}5 \text{ см}.$$

Изгибающий момент обратного знака:

$$Ne = 6\,626 \cdot 0{,}105 = 696 \text{ кгм}.$$

Расчетный момент:

$$M = 3\,150 - 696 = 2\,454 \text{ кгм}.$$

Длина балки:

$$l_1 = \frac{l}{2\cos\alpha} = \frac{1\,200}{2 \cdot 0{,}948} = 634 \text{ см}.$$

Гибкость балки как стержня цельного сечения:

$$\lambda = \frac{634}{0{,}289 \cdot 45} = 48{,}7.$$

Следовательно:

$$\xi = 1 - \frac{\lambda^2}{3\,100} \cdot \frac{\sigma_a}{[\sigma_c]} = 1 - \frac{48{,}7^2}{3\,100} \cdot \frac{9{,}8}{90} = 0{,}92,$$

где

$$\sigma_a = \frac{6\,626}{45 \cdot 15} = 9{,}8 \text{ кг/см}^2;$$

$$W = 0{,}8 \cdot \frac{15 \cdot 45^2}{6} = 4\,030 \text{ см}^3;$$

$$F_{бр} = 45 \cdot 15 = 675 \text{ см}^2.$$

Таким образом:

$$\sigma = \frac{6\,626}{675} + \frac{245\,400}{4\,030 \cdot 0{,}92} = 76 < 90\ кг/см^2.$$

Допускаемое усилие на пластинку:

$$[T_{пл}] = (9 \cdot 5{,}4 \cdot 15) \cdot 0{,}9 = 655\ кг.$$

Необходимое количество пластинок на длине $0{,}5\ l_1$:

$$n_{пл} = 1{,}5 \cdot \frac{315\,000 \cdot 4}{3 \cdot 45 \cdot 655} + 0{,}2 \cdot \frac{6\,626}{655} = 21{,}4 + 2{,}03 = 23\ шт.$$

Размещается пластинок:

$$n'_{пл} = \frac{0{,}4 \cdot 634}{11} = 23\ шт.$$

Необходимая площадь сечения затяжки (сталь 2):

$$F_{нт} = \frac{6\,300}{1\,200} = 5{,}25\ см^2;\ \text{принимаем}\ d = 25\ мм.$$

Необходимая площадь сечения регулировочного болта (сталь 2):

$$F_{нт} = \frac{6\,300}{950} = 6{,}63\ см^2;\ \text{принимаем}\ d = 36\ мм.$$

Площадь смятия под шайбой $F_{см} = (10 \times 10) - \frac{\pi (3{,}6 + 0{,}3)^2}{4} = 100 - 12 = 88\ см^2$.

$$\sigma_{см} = \frac{6\,300}{88} = 71{,}5\ кг/см^2 < 82\ кг/см^2,$$

где

$$[\sigma_{см}]_{1В^{*}80'} = 91 \cdot 0{,}9 = 82\ кг/см^2.$$

§ 16. КРУЖАЛЬНЫЕ АРКИ ДЕЛОРМА

А. Конструкция арок

В кружальных арках используется старинный способ конструирования кривого бруса из сопряженных по длине косяков со смещенными стыками (вразбежку.)

Впервые кружальная арка как основная несущая конструкция была предложена в 1561 г. французским архитектором Филибером Делормом (Philibert de l'Orme).

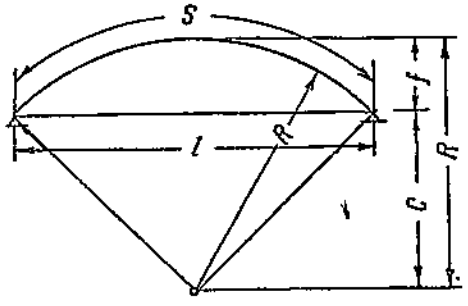


Рис. 68. Циркульная кружальная арка

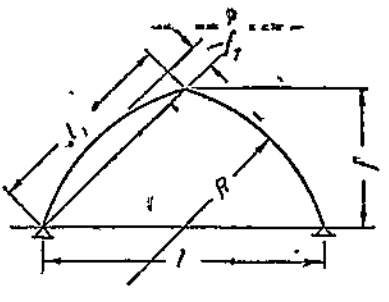


Рис. 69. Стрельчатая кружальная арка

Кружальная арка Делорма, представляющая собой распорную конструкцию составного сечения; состоит из нескольких рядов поставленных на ребро стандартных досок—«косяков», соединенных между собой нагелями.

Кружальные арки могут быть циркульного или стрельчатого вида (рис. 68 и 69) и в зависимости от поперечного сечения покрытия криволинейного, кругового (рис. 70) или ломаного (в виде правильного многоугольника) очертания

(рис. 71). Верхняя грань косяка опиливается соответственно очертанию арки, а нижняя грань его, как правило, оставляется прямолинейной. Различные типы косяков показаны на рис. 72 и 73. Применение косяков по типу, показанному на рис. 73, не рекомендуется, так как обрезка значительной части древесины существенно снижает сопротивление изгибу и увеличивает опасность раскалывания косяка.

Торцы косяков надлежит обрезать по направлению радиуса дуги арки. Стыки косяков располагаются вразбежку, и в каждом ряду в зависимости

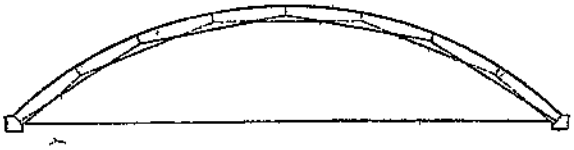


Рис. 70. Арка криволинейного (кругового) очертания

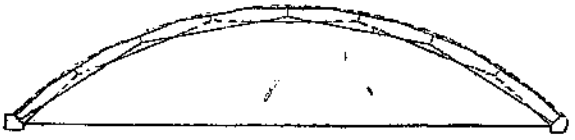


Рис. 71. Арка ломаного (многоугольного) очертания

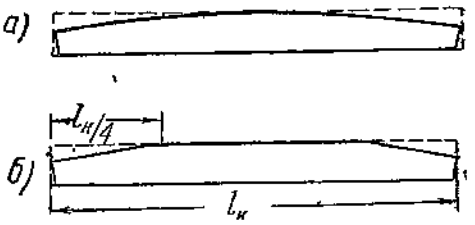


Рис. 72. Типы косяков

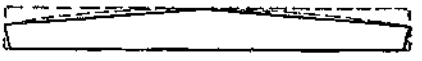


Рис. 73. Нерациональный тип косяка

от количества последних могут быть расположены либо против середины длины косяков смежного ряда (рис. 74), либо на расстоянии одной трети длины их (рис. 75). Второй способ, однако, не рекомендуется.

Длина косяков l_k в арках Делорма зависит от величины радиуса дуги арки (R) и от высоты косяка (h_k); необходимо стремиться по возможности к максимальной длине косяков, поскольку сокращение количества стыков повышает жесткость арки и уменьшает усилия в связях и величину усилий, стремящихся разорвать косяк поперек волокон. Нормальным отношением

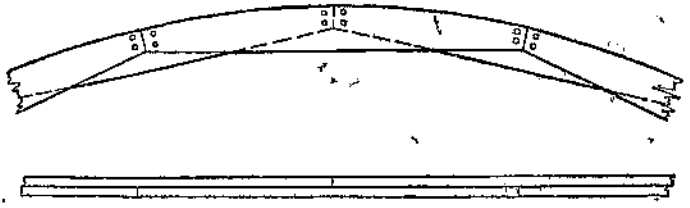


Рис. 74. Двухслойная арка

между длиной и высотой косяка следует считать $\frac{l_k}{h_k} \geqslant 13$; во всяком случае это отношение, согласно Н и ТУ, не должно быть менее $\frac{l_k}{h_k} = 10$.

Сечение арок лучше назначать из двух рядов косяков большей высоты и большей длины, чем из трех рядов косяков меньших размеров.

Длина косяков зависит также от стрелы подъема арки. Чем меньше подъем арки, тем больше радиус кривизны и тем легче применение более длинных косяков. Уменьшение стрелы подъема арок, кроме того, несколько уменьшает длину дуги и поверхность покрытия, но зато увеличивает нормальные силы в арке.

Для циркульных двухшарнирных кружальных арок кругового очертания стрела подъема должна быть, как правило, не менее $\frac{1}{6} l$.

Высота косяков h_k должна быть не менее $\frac{1}{80} l$.

Предельный пролет кружальных арок зависит от ширины доски, из которой вырезаются косяки; при нашем сортаменте лесоматериала этот предел равен приблизительно 20 *м*.

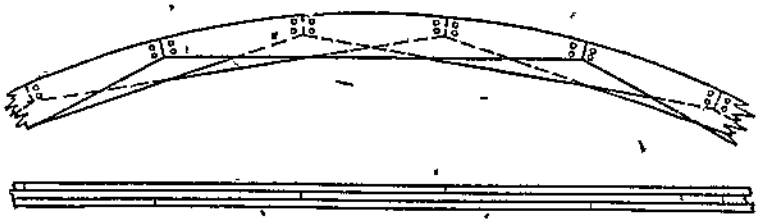


Рис. 75. Трехслойная арка (не рекомендуется)

Связи между косяками могут быть расположены либо только возле стыков (рис. 74), либо по всей длине косяков (рис. 76).

Элементами сопряжения между косяками могут служить гвозди, шурупы, болты, дубовые нагели и пр.; кроме того, в арках рекомендуется ставить стяжные болты, которые одновременно могут быть использованы и как нагели, т. е. в качестве связей.

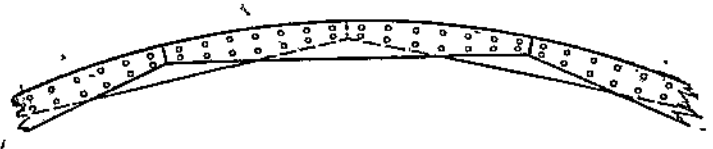


Рис. 76. Арка со связями, расположенными равномерно по всей ее длине

Основным достоинством арок Делорма является стандартность элементов (косяков), дающая возможность заготовки их фабричным способом.

В последнее время кружальные арки Делорма как самостоятельная, основная, несущая конструкция применяются сравнительно редко; исключением являются кружала для каменных и бетонных арок и сводов, где арки Делорма одновременно используются, как шаблоны.

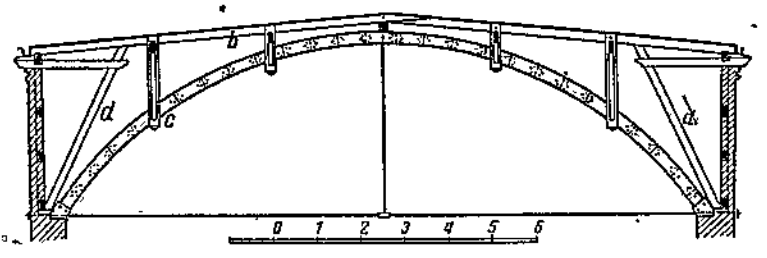


Рис. 77. Арочные стропила по Делорму

В последнем случае кружальные арки в отличие от арок Эми дают более точную форму и бо́льшую жесткость, а при малых радиусах кривизны арок являются единственно возможным решением кривого бруса из дерева.

На рис. 77 показаны арочные стропила по Делорму. Плоские скаты кровли образованы брусчатыми стропильными ногами, которые связаны стойками с аркой. Наличие этой надарочной конструкции при достаточном сечении стро-

пильных ног и хорошей связи их с аркой несколько увеличивает общую жесткость конструкции.

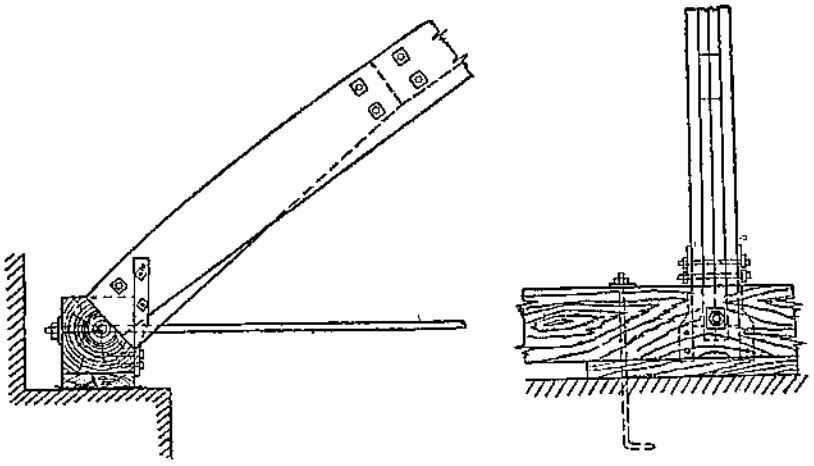


Рис. 78. Опорный узел арки Делорма

На рис. 78 показано возможное решение опорного узла арки Делорма.

Б. Расчет арок Делорма

Статический расчет арок Делорма производится по общим правилам строительной механики в соответствии с количеством шарниров.

Для двухшарнирной арки кругового очертания, являющейся основной формой арки Делорма, определение распора может быть достаточно точно произведено без учета деформаций от нормальных и поперечных сил:

$$H = \frac{\int_0^s \frac{M^0 y}{EJ}\, ds}{\int_0^s \frac{y^2}{EJ}\, ds};$$

полагая $EJ = \text{const}$, получим[1] при равномерно распределенной по пролету нагрузке q:

$$\int_0^s M^0 y\, ds = \left[R^2 \frac{l^3}{12R} - cR\left(\frac{l^2 s}{8R} - \frac{Rs}{4} + \frac{cl}{4} \right) \right] q;$$

$$\int_0^s y^2\, ds = s\left(\frac{R^2}{2} + c^2 \right) - \frac{3}{2} Rlc;$$

отсюда:

$$H = \frac{q}{12} \frac{2Rl\,(l^2 - 3c^2) + 3cs\,(2R^2 - l^2)}{s\,(R^2 + 2c^2) - 3Rlc}.$$

При небольших пролетах и небольшом собственном весе арок Делорма нагрузку от собственного веса пологой арки можно принимать равномерно распределенной по пролету.

Для облегчения вычисления величины распора H в двухшарнирных арках кругового очертания может служить коэфициент k, приведенный в табл. 7.

[1] Обозначения—согласно рис. 68.

Таблица 7

Значения коэфициентов k для определения распора в двухшарнирных круговых арках при нагрузке, равномерно распределенной по всему пролету

$\frac{l}{f}$	4,0	4,1	4,2	4,3	4,4	4,5
k	0,4819	0,4948	0,5077	0,5205	0,5334	0,5463
$\frac{l}{f}$	4,6	4,7	4,8	4,9	5,0	5,1
k	0,5592	0,5721	0,5850	0,5979	0,6108	0,6236
$\frac{l}{f}$	5,2	5,3	5,4	5,5	5,6	5,7
k	0,6364	0,6492	0,6620	0,6748	0,6875	0,7003
$\frac{l}{f}$	5,8	5,9	6,0	6,1	6,2	6,3
k	0,7131	0,7259	0,7387	0,7515	0,7642	0,7770
$\frac{l}{f}$	6,4	6,5	6,6	6,7	6,8	6,9
k	0,7898	0,8025	0,8153	0,8280	0,8406	0,8534
$\frac{l}{f}$	7,0	7,1	7,2	7,3	7,4	7,5
k	0,8662	0,8789	0,8916	0,9043	0,9170	0,9297
$\frac{l}{f}$	7,6	7,7	7,8	7,9	8,0	—
k	0,9425	0,9552	0,9679	0,9808	0,9933	—

Для нагрузки q, равномерно распределенной по всему пролету, распор определяется по формуле:

$$H = kql,$$

а для односторонней нагрузки q, равномерно распределенной по половине пролета,—по формуле:

$$H = 0{,}5\ kql.$$

На основании полученных значений распора и опорных реакций подсчитывают значения M и N в характерных сечениях арки. Изгибающие моменты,

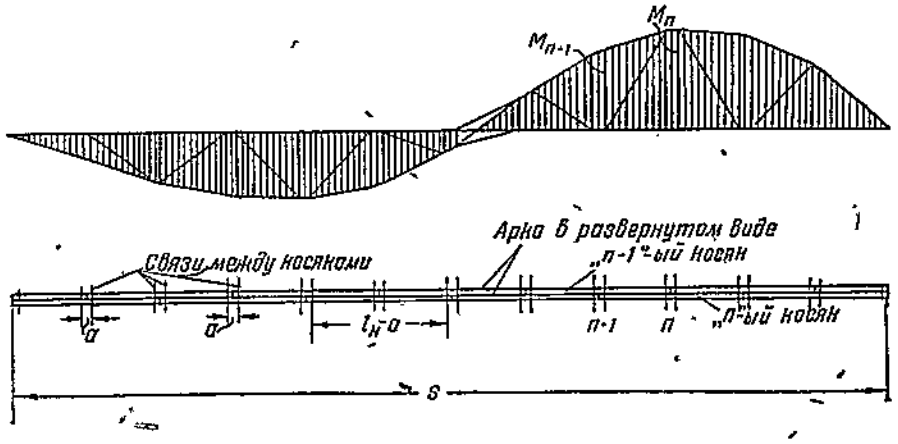


Рис. 79. Распределение изгибающих моментов в арке между отдельными косяками

нормальные и поперечные силы в арке распределяются между косяками по аналогии с рассмотренными ранее прямолинейными составными стержнями из косяков. В качестве примера, поясняющего работу арки Делорма, рассмотрим кружальную арку, состоящую из двух рядов косяков.

В каждом сечении арки, совпадающем со стыком косяков, изгибающий момент воспринимается только неперерезанным косяком, а в промежутках между стыками—соответствующим сечением обоих рядов косяков.

Для случая, когда косяки соединены между собой только на концах (рис. 79), эпюра моментов в арке распределяется между косяками обоих рядов по схеме рис. 79, где каждый косяк работает, как однопролетная балка с сосредоточенными грузами в середине пролета (в местах расположения связей, рис. 80). Имея величины изгибающих моментов во всех сечениях арки, можно определить величину изгибающего момента, приходящегося на каждый косяк.

Усилие $Q_n^{кос}$, передающееся на связи, определяется по формуле:

$$Q_n^{кос} = \frac{M_n}{0{,}5\,(l_к - 2a)}.$$

Эпюры поперечных сил в арке и в отдельных косяках аналогичны таким же эпюрам для прямолинейного стержня.

В то время как величины поперечных сил в арке обычно незначительны, поперечные силы в отдельных косяках могут достигать довольно значительных величин, в особенности, на участках, близких к сечению арки с максимальным изгибающим моментом. При этом величина поперечных сил в отдельных косяках тем больше, чем меньше длина косяка.

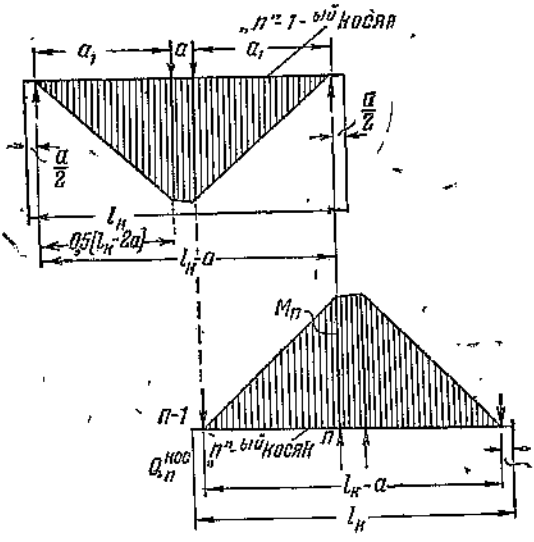


Рис. 80. Эпюры моментов в отдельных косяках

Нормальные силы воспринимаются поровну всеми косяками данного сечения арки.

Принятое сечение косяков в арке проверяется по формуле сжато-изогнутого стержня:

$$\sigma = \frac{N}{F_{нт}} + \frac{M_{max}}{W_{нт}\,\xi} \leqslant [\sigma_0],$$

где M_{max} — максимальный изгибающий момент в арке при наиневыгоднейшем загружении ее (односторонняя нагрузка);

N — нормальная сила в сечении арки с максимальным изгибающим моментом;

$F_{нт}$ — площадь нетто поперечного сечения всех косяков в месте их стыка;

$W_{нт}$ — суммарный момент сопротивления косяков, не перерезанных в стыке, определяемый с учетом ослабления их сечения связями;

$\xi = 1 - \frac{\lambda^2}{3\,100} \cdot \frac{\sigma_c}{[\sigma_0]}$ — коэфициент, учитывающий дополнительный момент от действия нормальной силы при деформации арки.

В выражении для ξ приняты следующие обозначения:

λ — гибкость относительно оси действия изгибающего момента:

$$\lambda = \frac{l_0}{\sqrt{\frac{J_{бр}}{F_{бр}}}};$$

$J_{бр}$ — суммарный момент инерции косяков, не разрезанных в рассматриваемом стыке;

l_0 — расчетная длина арки, равная, согласно Н и ТУ
а) в случае симметричной нагрузки:
для двухшарнирных арок $l_0 = 0{,}6S$,
» трехшарнирных » $l_0 = 0{,}7S$;
б) в случае односторонней нагрузки $l_0 = 0{,}5S$;
S — полная длина дуги арки;
$\sigma_c = \frac{N}{F_{бр}}$ — напряжение сжатия в расчетном сечении арки;
$[\sigma_c]$ — допускаемое напряжение на сжатие.

Согласно Н и ТУ длина косяка должна быть при этом не менее десятикратной высоты поперечного сечения косяка:

$$\frac{l_к}{h_к} \geqslant 10.$$

При более коротких косяках необходимо учитывать податливость связей, определяя приведенную гибкость (по аналогии с рассмотренным ранее составным прямолинейным стержнем из косяков) по данным § 8.

Усилия $Q_п^{кос}$, как это видно из рис. 81, стремятся разорвать косяк поперек волокон. Разрывающая сила $Q_п^{кос}$ тем меньше, чем больше длина косяков.

На основании произведенных в Инженерно-строительном институте им. Куйбышева (Москва) испытаний моделей арок Делорма установлено, что при отношении $\frac{l_к}{h_к} \geqslant 13$ косяки в арках разрушаются преимущественно от изгиба, а не от разрыва поперек волокон. При значениях $\frac{l_к}{h_к} < 13$ косяки в арках разрушались от разрыва поперек волокон. Величины разрушающих нагрузок для арок Делорма одинакового сечения и пролета, но с различными отношениями $\frac{l_к}{h_к}$ $\left(\text{при } \frac{l_к}{h_к} < 13\right)$, оказались прямо пропорциональными величинам этих отношений. Ввиду того что полное использование работы косяка на изгиб возможно только при отношении $\frac{l_к}{h_к} \geqslant 13$, рекомендуется в случаях применения косяка с отношением $\frac{l_к}{h_к} < 13$ умножать величину допускаемого напряжения $[\sigma_c]$ на коэфициент k, равный:

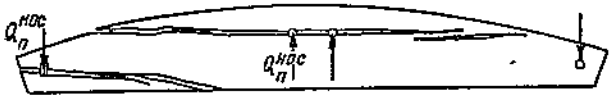


Рис. 81. Характер разрушения косяков

$$k = \frac{l_к}{13h_к}.$$

При расчете связей следует руководствоваться указаниями § 8.

§ 17. ГНУТЫЕ МНОГОСЛОЙНЫЕ АРКИ ЭМИ

Гнутые многослойные арки Эми состоят из нескольких слоев досок, изгибаемых плашмя и соединяемых друг с другом при помощи гвоздей и цилиндрических нагелей (рис. 82).

Арки эти отличаются значительной деформативностью.

Деформативность арок определяется влиянием податливости связей при большом числе швов. Поэтому недопустимо соединение досок арок при помощи хомутов (рис. 82, справа).

Увеличение жесткости арочного покрытия Эми может быть достигнуто заменой податливых связей клеем или же значительным сокращением длины свободных, не закрепленных участков арки путем комбинирования ее с балкой жесткости.

А. Конструкция арок

На рис. 83 приведена конструкция стропил с применением арок Эми, спроектированная в середине прошлого столетия архитектором Арданом для вокзала С. Жермен в Париже. Работа этой конструкции по существу отвечает

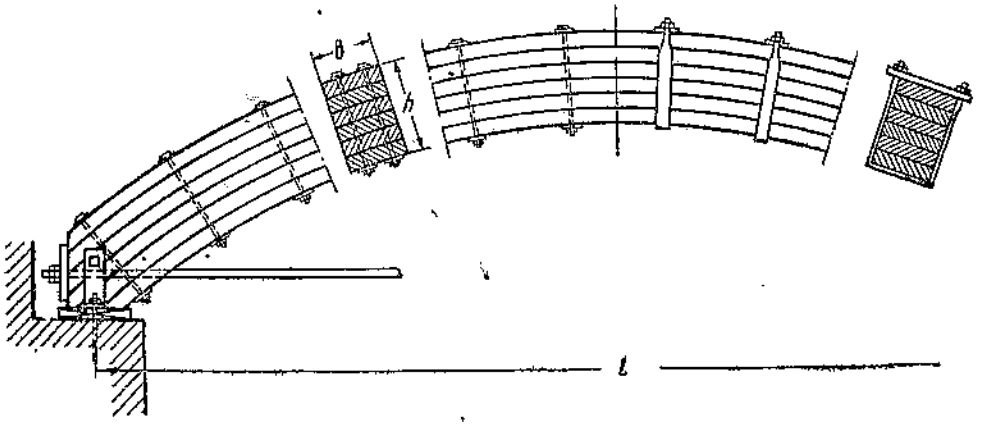


Рис. 82. Арка Эми на болтах (слева) и на стяжных хомутах (справа)

работе комбинированной системы: мощные стропильные ноги того же сечения, что и арка, связанные стойками на болтах с аркой, существенно увеличивают жесткость всей конструкции в целом.

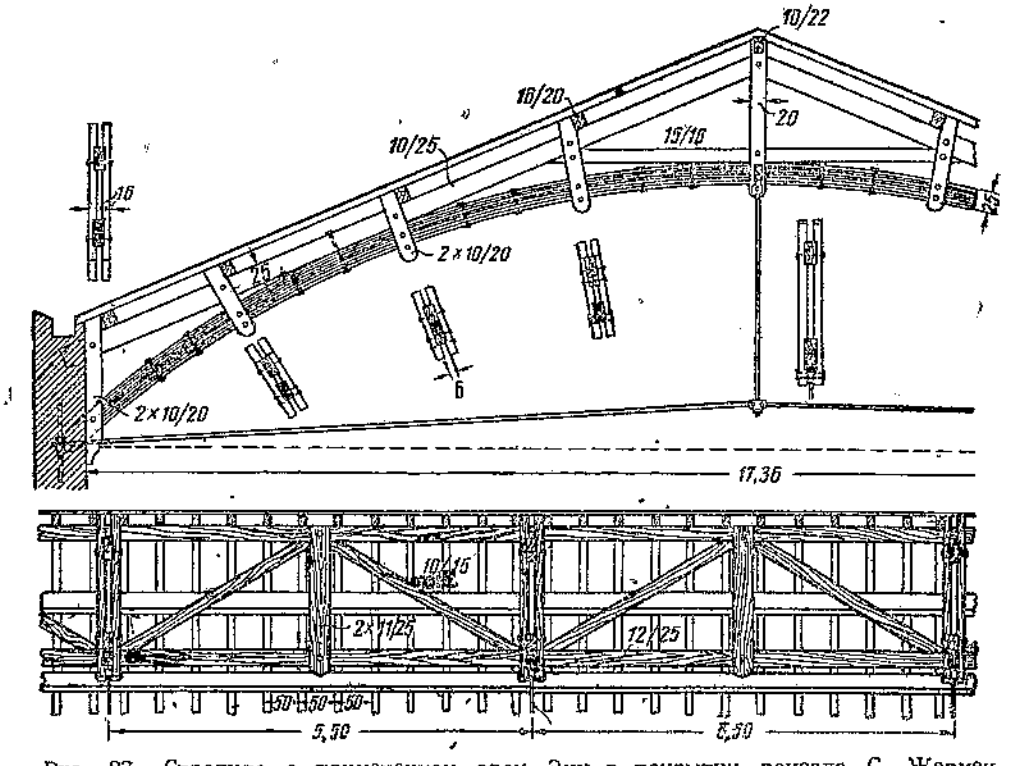


Рис. 83. Стропила с применением арок Эми в покрытии вокзала С. Жермен в Париже (середина XIX века)

В простейшем виде арки Эми на гвоздях или на нагелях могут применяться в двухшарнирных покрытиях кругового очертания с отношением $\frac{f}{l} \geqslant \frac{1}{5}$ и $\frac{h}{l} \geqslant \frac{1}{50}$ при пролетах до 16 *м*.

Следует избегать применения арок Эми в многорядовых покрытиях, когда возможны большие односторонние снеговые нагрузки.

Нельзя также допускать подвески к аркам более или менее значительных сосредоточенных грузов.

При конструировании арок Эми на гвоздях или нагелях толщина досок назначается в соответствии с табл. 5 Н и ТУ. Применение более толстых досок при тех же радиусах кривизны недопустимо, так как приводит к чрезмерной величине первоначальных напряжений от выгиба досок; применение более тонких досок увеличивает количество швов и влияние податливости связей.

Стыки досок располагаются по длине арки вразбежку, причем расстояние между стыками соседних досок принимается равным не менее чем 20 толщин доски. Крайние (по высоте сечения) доски стыкуются в местах расположения наименьших моментов; в этих же местах обязательно ставятся стяжные болты. Если доски арки сбиты гвоздями или соединены дубовыми нагелями, рекомендуется стяжные болты ставить по всей длине арки с интервалами, равными примерно трехкратной высоте сечения арки.

Хотя арки Эми в настоящее время редко применяются на практике, но основная идея Эми, т. е. применение для арочных конструкций гнутых досок, оказалась плодотворной и нашла свое дальнейшее развитие в конструкции поясов арок с перекрестной стенкой из досок на гвоздях, в сегментных фермах и в трехшарнирных арках из сегментных ферм. Оптимальное приложение конструкция Эми находит в клееных арочных Д. К.

Б. Расчет арок

Статический расчет арок Эми производится по правилам строительной механики, как и расчет арок Делорма.

Поверка напряжения по формуле расчета сжато-изогнутых стержней производится в сечении с максимальным изгибающим моментом. Расчетная длина арки определяется так же, как в предыдущем случае. Радиус инерции подсчитывается по моменту инерции брутто и площади брутто расчетного сечения арки.

Расчет связей (гвоздей, болтов) на единицу длины арки производится на сдвигающую силу $T_{ca} = \frac{QS}{J\xi}$, как для сжато-изогнутого стержня. Поставленное количество связей должно быть проверено на перекрытие стыков растянутых досок.

Растягивающее усилие N_1 в верхней или нижней доске арки может быть определено по формуле:

$$N_1 = \frac{MS_1}{J\xi} - \frac{NF_1}{F},$$

где S_1 и F_1 — статический момент и площадь сечения этой доски;

J и F — момент инерции и площадь сечения арки;

M и N — изгибающий момент и действующая в том же сечении нормальная сила.

Количество связей на участке между ближайшими стыками должно удовлетворять условию:

$$n_{ca} \geqslant \frac{N_1}{[T_{ca}]}.$$

§ 18. ТРЕХШАРНИРНЫЕ АРКИ СЕГМЕНТНОЙ ФОРМЫ НА ГВОЗДЯХ СО СПЛОШНОЙ СТЕНКОЙ

А. Конструкция арок

Трехшарнирные арки из сегментных полуарок (см. ниже рис. 89) применяются в покрытиях пролетом от 20 до 40 *м*. Отношение стрелы подъема арки в коньке к пролету равно:

$$\frac{f}{l} \geqslant \frac{1}{6}.$$

Высота сечения арок в середине сегмента должна быть не менее $1/20\ l$.

Верхний пояс арок, как правило, имеет круговое очертание, нижний—прямолинейное. В применении к пологим покрытиям, опертым на стены здания, верхний пояс обычно очерчивается из одного центра. В покрытиях с крутыми скатами (над складами и тому подобными сооружениями, т. е. в случаях, когда опоры арок располагаются близко к земле) применяется стрельчатое очертание арок с переломом в коньке.

По конструкции поперечного сечения арка аналогична гвоздевой двутавровой балке и состоит из поясов (верхнего и нижнего), перекрестной дощатой (или фанерной) стенки и ребер жесткости. Верхний пояс сплачивается по типу арок Эми из нескольких слоев длинных брусков небольшой высоты. Связь между верхним и нижним поясами осуществляется перекрестной дощатой (или фанерной) стенкой, так же как и в гвоздевых балках соответствующего типа.

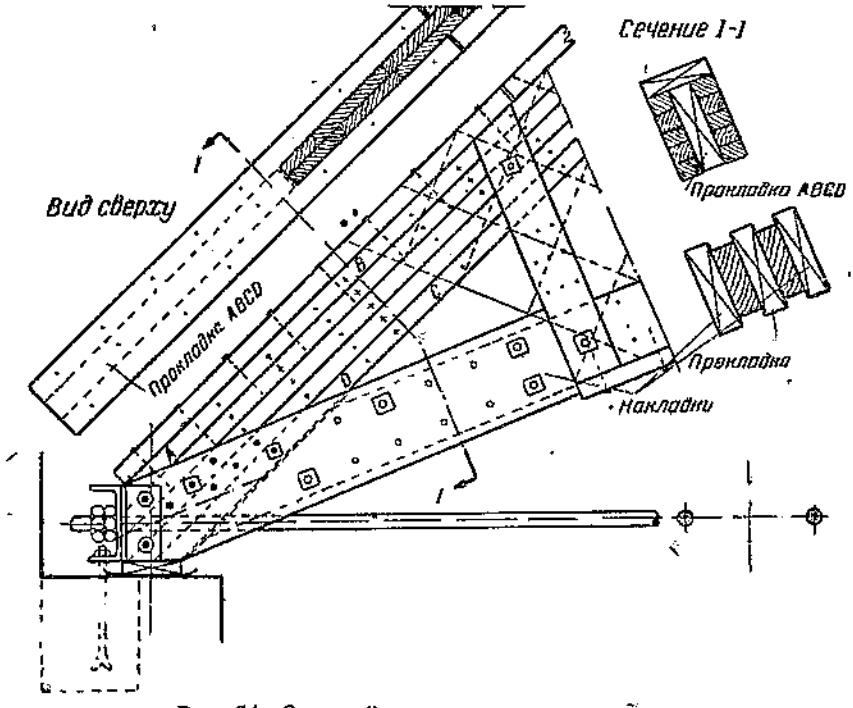


Рис. 84. Опорный узел арки с вырезом стенки

Угол наклона досок перекрестной стенки к нижнему поясу обычно принимается равным 45°.

В случае применения фанерной стенки обязательно соблюдение всех ограничительных требований, указанных при описании балок с фанерной стенкой.

Ребра жесткости аналогичны таковым в гвоздевых двутавровых балках и ставятся через $1/8 \div 1/12$ длины нижнего пояса полуарки. На рис. 90 и 91, приведенных ниже в примере расчета, показано поперечное сечение арки. Верхний пояс, сплоченный из гнутых брусков, имеет сверху добавочный (наружный) нерабочий слой брусков. Перекрестная стенка доходит до верхней грани этих брусков, благодаря чему увеличивается расстояние s_{zs} от риски гвоздевого забоя в верхнем рабочем бруске до торцовых обрезов досок перекрестной стенки; расстояние это, из условий расстановки гвоздей, должно быть не менее $15\,d_{zs}\cos 45° \approx 10\,d_{zs}$. Тот же результат может быть достигнут применением наружного рабочего бруска верхнего пояса большей высоты, чем другие бруски.

Нижний пояс усилен горизонтальной доской, проходящей по всей длине нижнего пояса. Назначение этой доски—увеличить жесткость сжатого нижнего

пояса против выпучивания из плоскости арки. Стыки горизонтальной доски устраиваются в местах вертикальных связей.

При наличии фонаря таким же образом усиливают в пределах фонарного выреза и верхний пояс. На местную и общую устойчивость сжатых участков как верхнего, так и нижнего пояса следует обращать особое внимание. Необходимо обеспечивать скрепление арок попарно надежными вертикальными связями. Стыки брусков верхнего пояса следует располагать симметрично относительно плоскости арок, но вразбежку по длине поясов с тем, чтобы в одном сечении стыковался только один слой брусков. Стыки нижнего пояса ничем не отличаются от стыков в гвоздевых двутавровых балках.

В опорных и коньковом шарнирах оси верхнего и нижнего поясов следует, как правило, центрировать.

На рис. 84 и 85 приведены примерные решения этих шарниров.

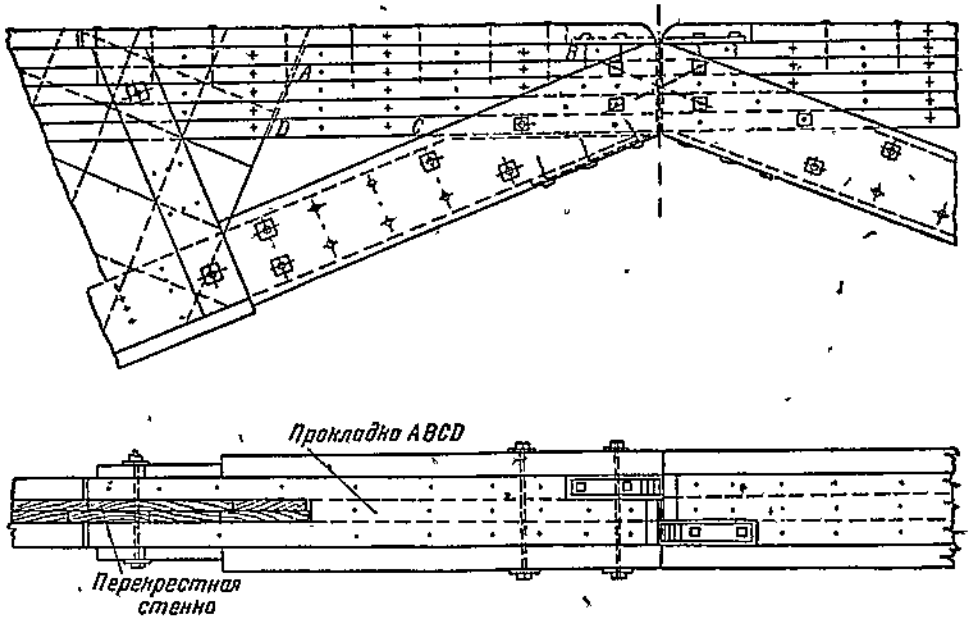


Рис. 85. Коньковый узел арки с вырезом стенки

Нижний пояс у опорного шарнира подрезан по плоскости примыкания к кромке верхнего пояса (рис. 84). При помощи накладок и прокладки, соединенных расчетным количеством нагелей с досками нижнего пояса, возможное сжимающее усилие передается опорной подушке и швеллерной шайбе затяжки; возможное растягивающее усилие передается верхнему поясу при помощи четырехсрезных нагелей, поставленных в узле пересечения брусков верхнего пояса с накладками и прокладкой нижнего пояса.

Для обеспечения возможности постановки в прокладке и накладках требуемого (по усилию в нижнем поясе) количества нагелей конечная часть перекрестной стенки вырезается. Закрепление верхнего пояса перекрестной стенкой должно быть обеспечено по возможности полно; лишь в небольшом концевом отрезке оно заменяется постановкой дощатой прокладки *ABCD*. Аналогичное решение для конькового шарнира показано на рис. 85.

Вариант решения опорных и конькового узлов без выреза перекрестной стенки дан ниже в примере расчета (рис. 92, 93 и 94). В этом случае нагели, соединяющие накладки с поясами, ввиду отсутствия прокладок,—двухсрезные.

Поперечная сила в коньковом узле обычно воспринимается накладками из полосового железа (рис. 94), которые соединены глухарями с досками поясов. Накладки прикрепляются к нижней кромке нижнего пояса до подъема полуарок; прикрепление же верхних концов накладок к верхней кромке верх-

него пояса производится в процессе монтажа. Такой способ крепления ориентирован на раздельный монтаж полуарок и требует немедленного (вслед за подъемом полуарок) обеспечения пространственного крепления конька. В случае совместного подъема обеих полуарок сопряжение их в коньковом узле осуществляется обычно при помощи жестких деревянных накладок на болтах (в овальных гнездах).

Распор арки воспринимается затяжками из круглого или профильного железа. В стрельчатых арках распор может быть передан через фундаменты непосредственно на грунт. В опорных узлах, в местах примыкания деревянных частей к металлическим шайбам или башмакам, должно быть обеспечено особенно тщательное антисептирование последующего действия.

Б. Расчет арок

Статический расчет трехшарнирной арки, составленной из двух сегментных полуарок, удобно вести относительно оси нижнего пояса арки. Определение изгибающих моментов, поперечных сил и сдвигающих усилий производится для каждого сегмента арки, который рассматривается, как простая балка с криволинейным верхним поясом пролетом $l_1 = \frac{l}{2}$. Благодаря прямолинейности нижнего пояса загружение одной половины арки при этом вызывает в нижнем поясе второй половины только постоянное по длине сжимающее усилие.

1. Определение усилий в поясах арки

Расчетная схема загружения для определения усилий в поясах соответствует схеме *I* на рис. 86. Сюда входят постоянная нагрузка g (собственный вес арки и кровли) по всему пролету арки и временная нагрузка (снег) на левой половине арки. Если имеются другие постоянные или временные нагрузки, то они учитываются аналогично.

Определение изгибающих моментов M в левой и правой половинах арки производится как для простых балок пролетом l_1.

Усилия в поясах левой полуарки от изгиба будут равны:

в нижнем поясе:

$$N'_{н.п} = +\frac{M}{h_0},$$

в верхнем поясе:

$$N_{в.п} = -\frac{M}{h_0} \cdot \frac{1}{\cos\theta},$$

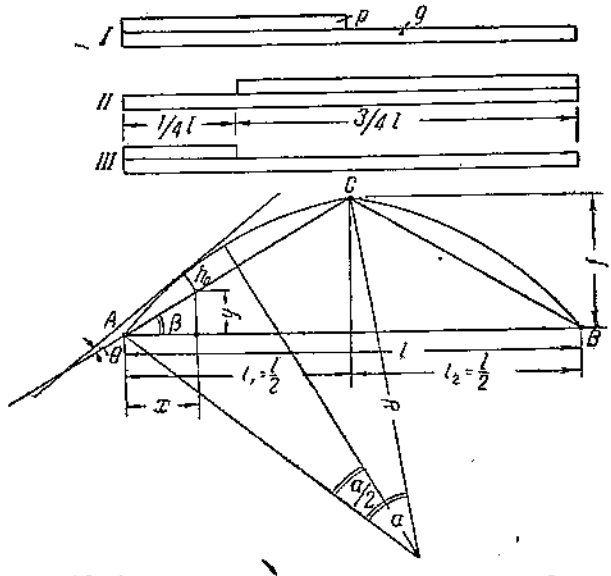


Рис. 86. Схемы основных нагрузок на арку и обозначения ее основных размеров

где h_0 — расстояние между центрами поясов в сечении, для которого определено M (рис. 86), причем h_0 берется нормально к нижнему поясу;

θ — угол наклона касательной к нижнему поясу, получаемый из выражения:

$$\sin\theta = \frac{0{,}5l_1 - x}{R\cos\beta};$$

$$h_0 = R\left(\cos\theta - \cos\frac{\alpha}{2}\right).$$

Определенное по изгибающему моменту усилие в верхнем поясе является действительным расчетным усилием в нем, а расчетное усилие в нижнем поясе получается по формуле:

$$N_{н.п} = N'_{н.п} - N$$

путем суммирования растягивающего усилия N' и сжимающей арочной нормальной силы N, вычисленной по формуле:

$$N = H\cos\beta + Q_0 \sin\beta,$$

где H — распор арки от принятого загружения;

Q_0 — поперечная сила простой балки, пролет которой равен пролету арки, вычисленная для левой половины пролета при той же схеме загружения.

При схеме загружения *I* по данному расчету получаются максимальные сжимающие усилия в верхнем поясе и максимальные растягивающие — в нижнем.

Для получения максимальных сжимающих усилий в нижнем поясе следует рассчитать правую половину арки при той же схеме *I* загружения и по тем же формулам, т. е.

$$N_{н.п} = + \frac{M}{h_0} - H\cos\beta - Q_0 \sin\beta,$$

где Q_0 — аналогичная поперечная сила для правой половины.

2. Определение усилий в поясах у опорных и конькового шарниров

Усилия в поясах у опорных и конькового шарниров определяются разложением реакций в этих шарнирах по направлениям нижнего пояса и касательной к верхнему поясу. Для получения расчетных максимальных сжимающих и растягивающих усилий здесь следует применить несколько схем загружения временной нагрузкой.

Ниже рассматриваются схемы загружения (рис. 86) применительно к обычным для покрытий нагрузкам: постоянной и временной (снег). Наличие растягивающих усилий при этом будет зависеть от соотношения между постоянной и временной нагрузками и основных габаритов арки. При других нагрузках, могущих встретиться на практике, следует проанализировать каждый отдельный случай.

Опорные шарниры

Верхний пояс. Максимальное сжимающее усилие получается при схеме загружения *I* у шарнира *A*. Растягивающего усилия нет.

Нижний пояс. Максимальное сжимающее усилие получается при схеме загружения *II* у шарнира *A*. Максимальное растягивающее усилие может получиться у шарнира *A* при схеме загружения *III*.

Коньковый шарнир

Верхний пояс. Максимальное сжимающее усилие получается при схеме загружения *I* на стороне, загруженной временной нагрузкой. Растягивающего усилия нет.

Нижний пояс. Максимальное сжимающее усилие получается при схеме загружения *I* на стороне, не загруженной временной нагрузкой. Максимальное растягивающее усилие может получиться при схеме загружения *I* на стороне, загруженной временной нагрузкой

На рис. 87, *а* показано графическое определение усилий в нижнем и верхнем поясах у опорного шарнира *A*.

Равнодействующая $R_{A,H}$ опорной реакции арки и распора разложена по направлениям нижнего и верхнего поясов.

Усилия в поясах могут быть определены также и аналитически по формулам:

$$N_{в.п}=R_{(A,\,H)}\cdot\frac{\sin(\gamma-\beta)}{\sin\frac{\alpha}{2}};$$

$$N_{н.п}=R_{(A,\,H)}\cdot\frac{\sin\left(\beta+\frac{\alpha}{2}-\gamma\right)}{\sin\frac{\alpha}{2}}.$$

Здесь γ (рис. 87, *а*)— угол наклона $R_{A,\,H)}$ к H, причем $\operatorname{tg}\gamma=\frac{A}{H}$; $R_{(A,\,H)}=\frac{H}{\cos\gamma}=\frac{A}{\sin\gamma}$; или $R=\sqrt{H^2+A^2}$.

Если $\frac{\alpha}{2}+\beta>\gamma>\beta$, то в обоих поясах имеем сжатие.

При $\gamma>\frac{\alpha}{2}+\beta$ в нижнем поясе будет растяжение, в верхнем — сжатие.

В случае $\gamma<\beta$ в верхнем поясе получается растяжение, в нижнем — сжатие.

На рис. 87, *б* дано графическое определение усилий в поясах у конькового шарнира (для стрельчатого очертания арки).

Равнодействующая $R_{(Q,\,H)}$ распора и поперечной силы арки разложена по направлениям поясов. Усилия в верхнем и нижнем поясах могут быть также определены по формулам (углы — по рис. 87, *б*):

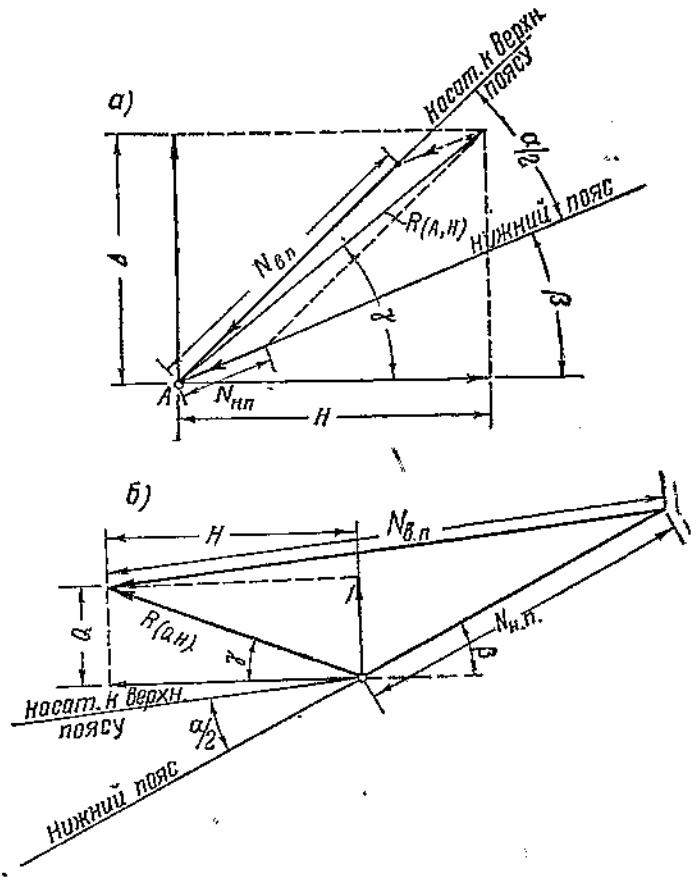


Рис. 87. Разложение опорных реакций в опорном и коньковом узлах

$$N_{в.п}=R_{(Q,\,H)}\cdot\frac{\sin(\beta+\gamma)}{\sin\frac{\alpha}{2}};\quad N_{н.п}=R_{(Q,\,H)}\cdot\frac{\sin\left(\gamma+\beta-\frac{\alpha}{2}\right)}{\sin\frac{\alpha}{2}},$$

причем $\operatorname{tg}\gamma=\frac{Q}{H}$; $R_{(Q,\,H)}=\frac{H}{\cos\gamma}=\frac{Q}{\sin\gamma}$, или $R_{(Q,\,H)}=\sqrt{H^2+Q^2}$.

3. Определение сдвигающих усилий

Поперечные силы Q и сдвигающие усилия T определяются как для простой балки пролетом l_1 с криволинейным верхним поясом, наклоненной под углом β к горизонтали.

Поперечная сила равна:

$$Q=Q_0\cos\beta-\frac{M}{h_0}\operatorname{tg}\theta,$$

где Q_0 — поперечная сила простой балки пролетом l_1;
M — момент той же балки в точке, где определяется Q.

Сдвигающая сила $T = \frac{Q}{h_0}$.

Круговое очертание пояса сегмента при сравнительно незначительной его высоте близко к параболическому, поэтому при равномерной нагрузке сдвигающие усилия малы (рис. 88). Для определения расчетного значения T следует загрузить сегмент односторонней временной нагрузкой, т. е. применить загружение по схеме *III* (рис. 86).

Когда стенка арок не обрывается и доводится до опор, сдвигающие усилия у опор не могут быть определены по приведенным формулам (получаем неопределенность вида $\frac{0}{0}$). В этом случае после раскрытия неопределенности при любом очертании сегмента и любой нагрузке величина T на опорах будет:

$$T = -\frac{q(h_0)' + Q(h_0)''}{2[(h_0)']^2},$$

где $(h_0)'$ и $(h_0)''$ — первая и вторая производные от высоты балки h_0 (по направлению пролета),

q и Q — интенсивность нагрузки и поперечная сила на опоре.

Рассматривая сдвигающее усилие на единицу длины как приращение нормальной силы от изгиба на той же длине, получаем:

$$T = \frac{d}{dx}\left(\frac{MS}{J}\right).$$

Имея в виду, что перекрестная стенка не воспринимает изгибающих моментов, можно положить:

$$\frac{S}{J} = \frac{1}{h_0} \text{ и } T = \frac{d}{dx}\left(\frac{M}{h_0}\right);$$

при $x = 0$ (на опоре), $T = \frac{0}{0}$, применяя к выражению

$$T = \frac{d}{dx}\left(\frac{M}{h_0}\right)$$

правило Лопиталя (дважды), получим вышеприведенное значение T на опоре.

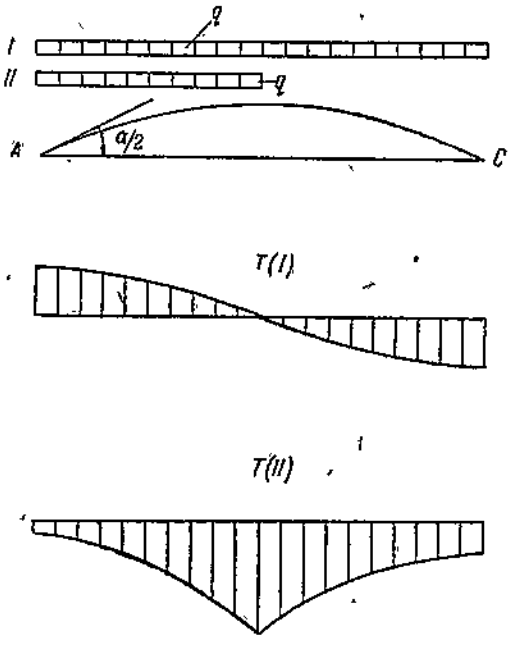


Рис. 88. Характер эпюр сдвигающих усилий по длине балки сегментной формы

Для кругового очертания сегмента (рис. 88) имеем у левой опоры $(h_0)' = \operatorname{tg}\frac{\alpha}{2}$; у правой опоры $(h_0)' = -\operatorname{tg}\frac{\alpha}{2}$ и $(h_0)'' = \frac{1}{R\cos^2\frac{\alpha}{2}}$; пользуясь этими выражениями, получим для равномерно распределенной по всему пролету сегмента нагрузки интенсивностью q:

$$T_A = \frac{q}{2}\operatorname{tg}\frac{\alpha}{2}; \quad T_c = -\frac{q}{2}\cdot\operatorname{tg}\frac{\alpha}{2},$$

а при загружении левой половины сегмента:

$$T_A = -\frac{q}{8\operatorname{tg}\frac{\alpha}{2}}\left(1 - 3\operatorname{tg}^2\frac{\alpha}{2}\right); \quad T_c = -\frac{q}{8\operatorname{tg}\frac{\alpha}{2}}\left(1 + \operatorname{tg}^2\frac{\alpha}{2}\right).$$

Учитывая наклон сегмента в арке, следует при вычислении значения T на опорах подставить вместо q величину $q\cos\beta$.

4. Поверка напряжений в поясах арки

а) Верхний пояс

После определения наибольшего сжимающего усилия в верхнем поясе проверяют напряжение в нем, учитывая продольный изгиб пояса из плоскости арки между точками закрепления его—обычно между прогонами кровли:

$$\sigma = \frac{N_{в.п}}{F\varphi} \leqslant [\sigma_c].$$

Коэфициент φ определяется так же, как для верхнего пояса гвоздевой балки с перекрестной стенкой.

Поверка прочности пояса производится по формуле:

$$\sigma = \frac{N}{F_{нт}} \leqslant [\sigma_c],$$

где $F_{нт}$—площадь поперечного сечения пояса с учетом его ослабления гвоздями, болтами и т. д.

б) Нижний пояс

Поверка прочности при наличии растягивающих усилий:

$$\sigma_+ = \frac{+N_{н.п}}{F_{нт} k_p} \leqslant [\sigma_p],$$

Поверка прочности при наличии сжимающих усилий:

$$\sigma_- = \frac{-N_{н.п}}{F_{нт}}.$$

Поверка устойчивости сжатых участков нижнего пояса против выпучивания из плоскости арки:

$$\sigma = \frac{-N_{н.п}}{F\varphi} \leqslant [\sigma_c].$$

При определении коэфициента φ следует учесть составность сечения нижнего пояса, а также тип связей, раскрепляющих нижний пояс против выпучивания из его плоскости. Если поставлены подкосные связи, то свободная длина пояса при продольном изгибе принимается на 25% больше, чем расстояние между связями.

5. Расчет гвоздей, соединяющих пояса со стенкой

Гвозди, соединяющие пояса со стенкой, рассчитываются на сдвигающие усилия. В общем случае гвозди следует расставлять согласно эпюре T по длине балки (аналогично гвоздевой балке). Для рассмотренных нагрузок значения T обычно невелики; поэтому можно принять равномерную расстановку гвоздей по всей длине пояса, подсчитав интенсивность гвоздевого забоя по максимальному значению T. Количество гвоздей в нижнем поясе, подсчитанное по сдвигающим усилиям, при поверке устойчивости нижнего пояса против выпучивания из его плоскости может оказаться недостаточным; в таком случае его придется увеличить. По Н и ТУ количество гвоздей, поставленных на метр длины нижнего или верхнего пояса, должно быть не меньше $\frac{b}{5\ d^2_{гв}}$ (нормального количества гвоздей для сжатого и сжато-изогнутого составного стержня), где b— в данном случае сумма толщин (в сантиметрах) досок обеих ветвей пояса, а $d_{гв}$—диаметр (в сантиметрах) поставленных гвоздей. Необходимая длина гвоздей и допускаемое усилие на «срез» гвоздя определяются так же, как для гвоздевой балки с перекрестной стенкой.

6. Расчет шарниров

Определив усилия в поясах у опорных и конькового шарниров, следует проверить напряжения смятия в сжатом поясе и рассчитать связи (болты, гвозди), соединяющие накладки и прокладки (если таковые имеются) с поясами.

В коньковом шарнире, кроме того, рассчитывается соединение левой половины арки с правой, воспринимающее поперечную силу при несимметричном загружении арки.

7. Расчет затяжки

Затяжка (как правило, металлическая) рассчитывается, в соответствии с нормами расчета металлических конструкций, на восприятие максимального растягивающего усилия (распора) при полном загружении арки. Гибкость затяжки на участке между смежными подвесками из условия провисания не должна быть более 500.

В. Пример расчета арки

Спроектировать трехшарнирную гвоздевую арку-из балок сегментной формы при следующих данных: материал—воздушно-сухая сосна; сорт леса соответствует классу сооружения; пролет принят $l = 30{,}0$ *м*; высота в середине пролета равна $f = \frac{l}{5} = 6$ *м*;

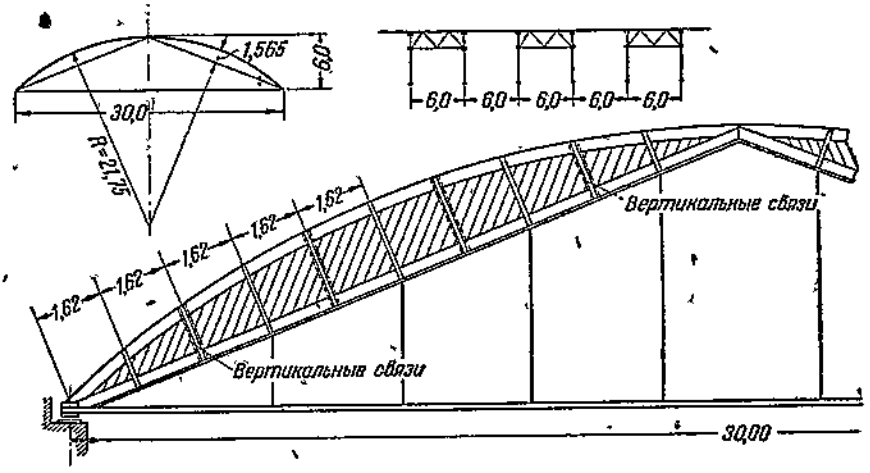


Рис. 89. Общий вид трехшарнирной арки

расстояние между арками—6 *м*; ось верхнего пояса очерчена по окружности из одного центра (рис. 89); постоянная нагрузка—600 *кг/м*; временная (снег)—360 *кг/м*.

Геометрические данные (см. рис. 89 и табл. 1—18): левый и правый полупролеты арки разбиты каждый на 10 частей, с нумерацией 1—9, ведущейся от опор к середине пролета; $R = \frac{l^2 + 4f^2}{8f} = 21{,}75$ *м*; $\alpha = 43°40'$; $\beta = \frac{\alpha}{2} = 21°50'$; $\sin\beta = 0{,}372$; $\cos\beta = 0{,}928$.

Таблица 1-18

№ точки	sin θ	θ	cos θ	tg θ	h_0 *м*
1;9	0,2973	17°20′	0,955	0,312	0,588
2;8	0,2229	12°55′	0,975	0,229	1,023
3;7	0,1486	8°30′	0,989	0,149	1,330
4;6	0,0743	4°15′	0,997	0,0743	1,500
5	0	0			1,565

1. Определение усилий в поясах (табл. 11—18)

Усилия в поясах определяем при схеме *I* загружения:

$$A = \frac{600 \cdot 30}{2} + \frac{3 \cdot 360 \cdot 30}{8} = 13\,050 \text{ кг};$$

$$B = \frac{600 \cdot 30}{2} + \frac{1 \cdot 360 \cdot 30}{8} = 10\,350 \text{ кг};$$

$$H = \frac{600 \cdot 30^2}{8 \cdot 6} + \frac{360 \cdot 30^2}{16 \cdot 6} = 14\,650 \text{ кг}.$$

Таблица 11-18

Таблица усилий в поясах

№ точки	Левая половина				Правая половина			
	M кгм	$N_{в.п}$ *кг*	*N кг*	$N_{н.п}$ *кг*	*M кгм*	$N_{в.п}$ *кг*	*N кг*	$N_{н.п}$ *кг*
1	+ 9 760	−17 400	−17 910	−1 310	+ 6 050	—	−17 120	−6 790
2	+17 300	−17 350	−17 375	− 835	+10 800	—	−16 780	−6 250
3	+22 700	−17 300	−16 840	+ 260	+14 150	—	−16 450	−5 830
4	+25 900	−17 350	−16 305	+ 995	+16 200	—	−16 110	−5 310
5	+27 000	−17 300	−15 770	+1 530	+16 875	—	−15 770	−4 970
6	+25 900	−17 350	−15 235	+2 035	+16 200	—	−15 440	−4 640
7	+22 700	−17 300	−14 700	+2 400	+14 150	—	−15 110	−4 440
8	+17 300	−17 350	−14 165	+2 735	+10 800	—	−14 770	−4 240
9	+ 9 760	−17 400	−13 655	+3 725	+ 6 050	—	−14 435	−4 105

2. Определение усилий в поясах у шарниров

а) Опорный шарнир

Максимальное сжимающее усилие в верхнем поясе у шарнира—схема загружения *I*:

$$\operatorname{tg}\gamma = \frac{13\,050}{14\,650} = 0{,}89; \quad \gamma = 41°40'; \quad \sin\gamma = 0{,}665;$$

$$R_{(A,H)} = \frac{13\,050}{0{,}635} = 19\,600 \text{ кг};$$

$$N_{в.п} = 19\,600 \cdot \frac{\sin(41°40' - 20°50')}{\sin 21°50'} = -18\,000 \text{ кг}.$$

Максимальное сжимающее усилие в нижнем поясе у шарнира—схема загружения *II*:

$$H = 16\,990 \text{ кг}; \quad A = 12\,020 \text{ кг}; \quad \operatorname{tg}\gamma = \frac{12\,020}{16\,990} = 0{,}705;$$

$$\gamma = 35°10'; \quad \sin\gamma = 0{,}576; \quad R_{(A,H)} = \frac{12\,020}{0{,}576} = 20\,900 \text{ кг};$$

$$N_{н.п} = 20\,900 \frac{\sin(43°40' - 35°10')}{\sin 21°50'} = -8\,300 \text{ кг}.$$

Максимальное растягивающее усилие в нижнем поясе у шарнира—схема загружения *III*:

$$H = 12\,260 \text{ кг}; \quad A = 11\,380 \text{ кг}; \quad \operatorname{tg}\gamma = \frac{11\,380}{12\,260} = 0{,}925;$$

$$\gamma = 42°50'; \quad \sin\gamma = 0{,}68; \quad R_{(A,H)} = \frac{11\,380}{0{,}68} = 16\,700 \text{ кг};$$

$$N_{н.п} = 16\,700 \frac{\sin(43°40' - 42°50')}{\sin 21°50'} = -673 \text{ кг}$$

сжатие, так как $43°40' > 42°50'$; в данном случае растягивающего усилия не получилось.

б) Коньковый шарнир

Аналогичными расчетами получаем:

$$(-N_{в.п})_{max} = -18\,000\ кг;\ (-N_{н.п})_{max} = -3600\ кг;\ (+N_{н.п})_{max} = +3600\ кг.$$

3. Поверка напряжений

а) Верхний пояс

$$(N_{в.п})_{max} = -17\,400\ кг.$$

Верхний пояс состоит из восьми брусков сечением 5 × 6 *см* (рис. 90).

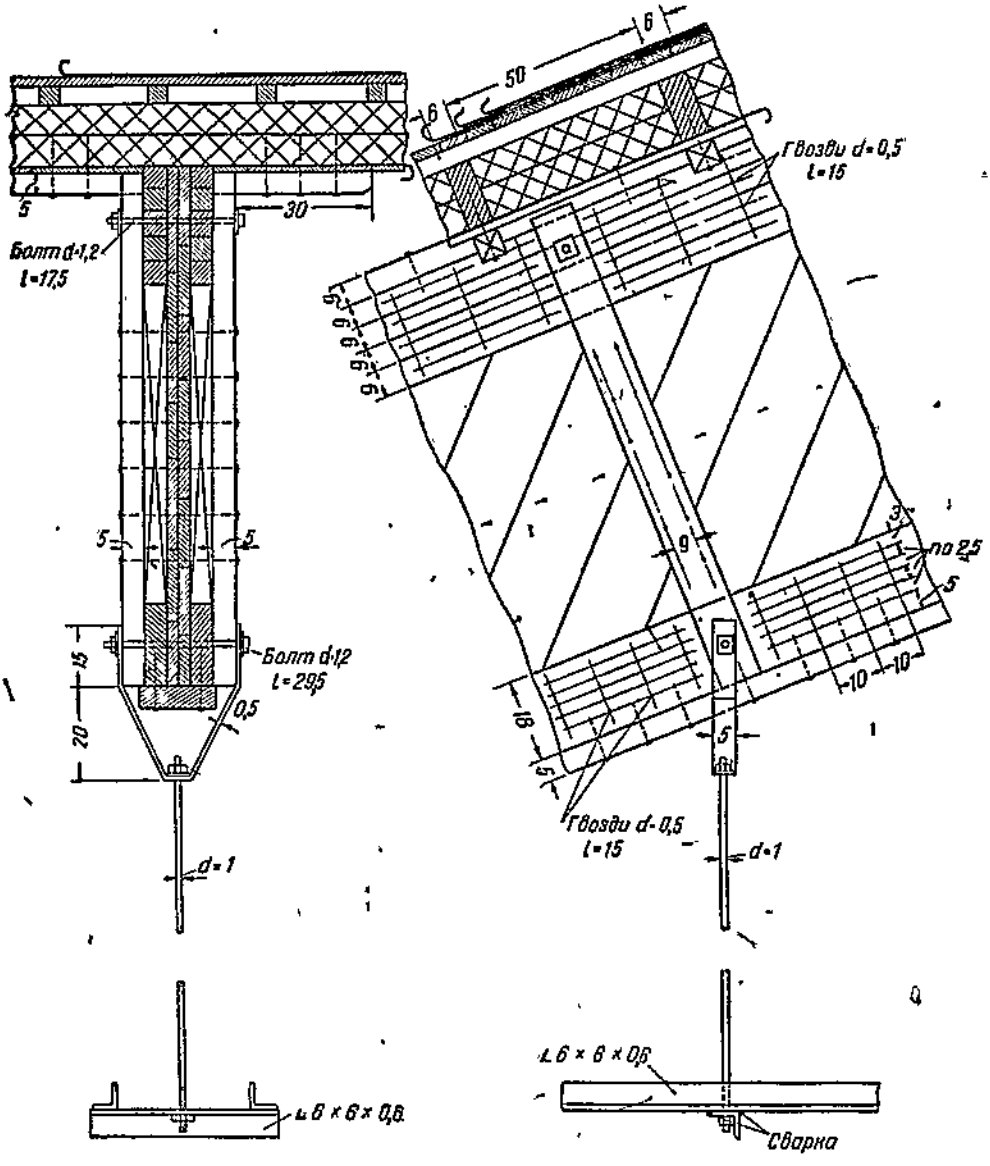


Рис. 90. Детали подвески затяжки. Расположение прогонов кровли

Расстояние между прогонами кровли, закрепляющими верхний пояс от выпучивания из плоскости фермы, равно 0,5 *м*.

$$F = 8 \cdot 5 \cdot 6 = 240\ см^2;\quad \lambda = \frac{50}{0{,}289 \cdot 5} = 35;\quad \varphi = 0{,}38;$$

$$\sigma = \frac{17\,400}{240 \cdot 0{,}88} = 82{,}5 \leqslant 100\ кг/см^2.$$

б) Нижний пояс

Нижний пояс состоит из двух досок сечением 5 × 18 *см*, усиленных для увеличения жесткости горизонтальной доской того же сечения (рис. 91).

Работа горизонтальной доски на сжатие в расчете не учитывается.

Поверка на выпучивание из плоскости на расстоянии между вертикальными связями (рис. 89—91).

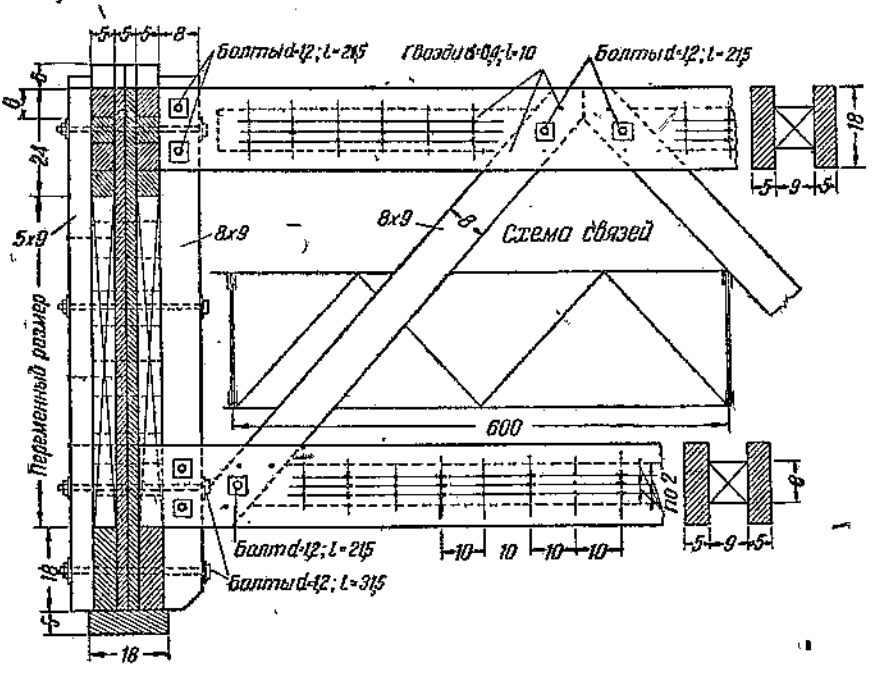


Рис. 91. Поперечное сечение арки. Вертикальные связи

Максимальное сжимающее усилие в нижнем поясе у опоры равно 8 300 *кг*.

$$J = \frac{18}{12} \cdot (15^3 - 5^3) + 0{,}5 \cdot \frac{5 \cdot 18^3}{12} = 6\,090 \text{ см}^4 *;$$

$$F = 2(18 \cdot 5) = 180 \text{ см}^2;\ r = \sqrt{\frac{6\,090}{180}} = 5{,}8 \text{ см};$$

$$\lambda_ц = \frac{320}{5{,}8} = 55{,}2,$$

где 320—расстояние в сантиметрах по нижнему поясу между жесткими вертикальными связями (не подкосного типа), скрепляющими смежные арки попарно через один пролет;

$$\mu_0 = \sqrt{1 + 0{,}5 \cdot \frac{3 \cdot 15 \cdot 14{,}4}{3{,}2^3 \cdot 5^3}} = \sqrt{1 + 0{,}64} = 1{,}3,$$

где $[n_{сб}] = \frac{b}{5d_{сб}^2} = \frac{18}{5 \cdot 0{,}5^2} = 14{,}4$ шт.;

$n_{сб} = 50$ шт.; $n_ш = 3$; $\lambda = 55{,}2 \cdot 1{,}3 = 72$; $\varphi = 0{,}58$;

$$\sigma = \frac{8\,300}{180 \cdot 0{,}58} = 80 \text{ кг/см}^2.$$

В точке 7 имеем:

$$N_{нк} = 6\,790 \text{ кг};\ \sigma = \frac{6\,790}{180 \cdot 0{,}58} = 65 < 100 \text{ кг/см}^2$$

---

* Здесь момент инерции горизонтальной доски учтен, согласно Н и ТУ, с коэфициентом 0,5. Было бы однако правильнее ввести в расчет момент инерции этой доски полностью, учитывая, что жесткость пояса из плоскости достигается в основном наличием этой доски.

4. Определение необходимой мощности гвоздевого забоя, соединяющего пояса со стенкой (схема загружения III)

Сдвигающее усилие на опоре при загружении постоянной нагрузкой равно:

$$T_A = -T_0 = \frac{q}{2}\cos\beta\,\mathrm{tg}\,\frac{\alpha}{2} = \frac{670}{2}\cdot 0{,}928\cdot 0{,}4 = -110\ кг/м.$$

Сдвигающее усилие на опорах при загружении временной нагрузкой половины пролета сегмента будет:

$$T_A = -\frac{p\cos\beta}{8\,\mathrm{tg}\,\frac{\alpha}{2}}\left(1-3\,\mathrm{tg}^2\frac{\alpha}{2}\right) = -\frac{360\cdot 0{,}928}{8\cdot 0{,}404}(1-3\cdot 0{,}404^2) = -53\ кг/м;$$

$$T_0 = -\frac{p\cos\beta}{8\,\mathrm{tg}\,\frac{\alpha}{2}}\left(1+\mathrm{tg}^2\frac{\alpha}{2}\right) = -\frac{360\cdot 0{,}928}{8\cdot 0{,}404}(1+0{,}404^2) = -120\ кг/м.$$

В середине пролета полуарки имеем:

$$Q = -Q_0\cos\beta = -675\cdot 0{,}928 = -626\ кг;$$

$$T = -\frac{626}{1{,}565} = -400\ кг/м.$$

Максимум T на опоре: $-110-120 = -230\ кг/м < 400\ кг/м$.
Расчетное $T = -400\ кг/м$.
Гвозди: $d_{гв} = 5\ мм$ и $l_{гв} = 150\ мм$,

$$[T_{гв}] = 0{,}8\cdot(5\cdot 0{,}167\cdot 0{,}5\cdot 150) = 50\ кг,$$

где $2{,}5+2{,}5 = 5\ см$ — толщина досок перекрестной стенки.

$$k_{ср} = \frac{0{,}5}{1+\frac{5}{5\cdot 0{,}5}} = 0{,}167;$$

$$n_{гв} = \frac{400}{50\cdot 2} = 4\ шт.$$

Количество гвоздей по расчету на сдвигающие усилия получилось очень малым. В нижнем поясе поставлено гвоздей 50 шт. на 1 $м$, согласно расчету на его выпучивание из плоскости (см. выше п. 3, б). В верхнем поясе нормальное количество гвоздей по Н и ТУ должно быть:

$$n_{гв} = \frac{b}{5d_{гв}^2} = \frac{5+5}{5\cdot 0{,}5^2} = 8\ шт.\ на\ 1\ м;$$

фактически же гвозди размещены в четырех горизонтальных рядах через 15 $см$ по длине пояса:

$$n_{гв} = 4\cdot\frac{100}{15} = 25 > 8\ шт.\ на\ 1\ м.$$

5. Расчет соединения поясов в шарнирах

а) Опорный шарнир (рис. 92 и 93)

Металлическая площадка шарнира, в которую упираются пояса, нормальна к биссектрисе угла между поясами.
Смятие верхнего пояса: $F_{см} \approx 240\ см^2$;

$$\sigma = \frac{18\,000}{240} = 75 < 100\ кг/см^2.$$

Смятие нижнего пояса: $F_{см} \approx 180\ см^2$;

$$\sigma = \frac{8\,300}{180} = 46 < 100\ кг/см^2.$$

Накладки нижнего пояса, сделанные из досок сечением $18\times 5\ см$, соединены с досками пояса двухсрезными нагелями $d_н = 1{,}2$ см.

$$[T_н] = 0{,}25\cdot 5\cdot 1{,}2\cdot 150 = 225\ кг;\quad n_н = \frac{8\,300}{2\cdot 225} = 18{,}5\ шт.;$$

поставлено 20 шт.

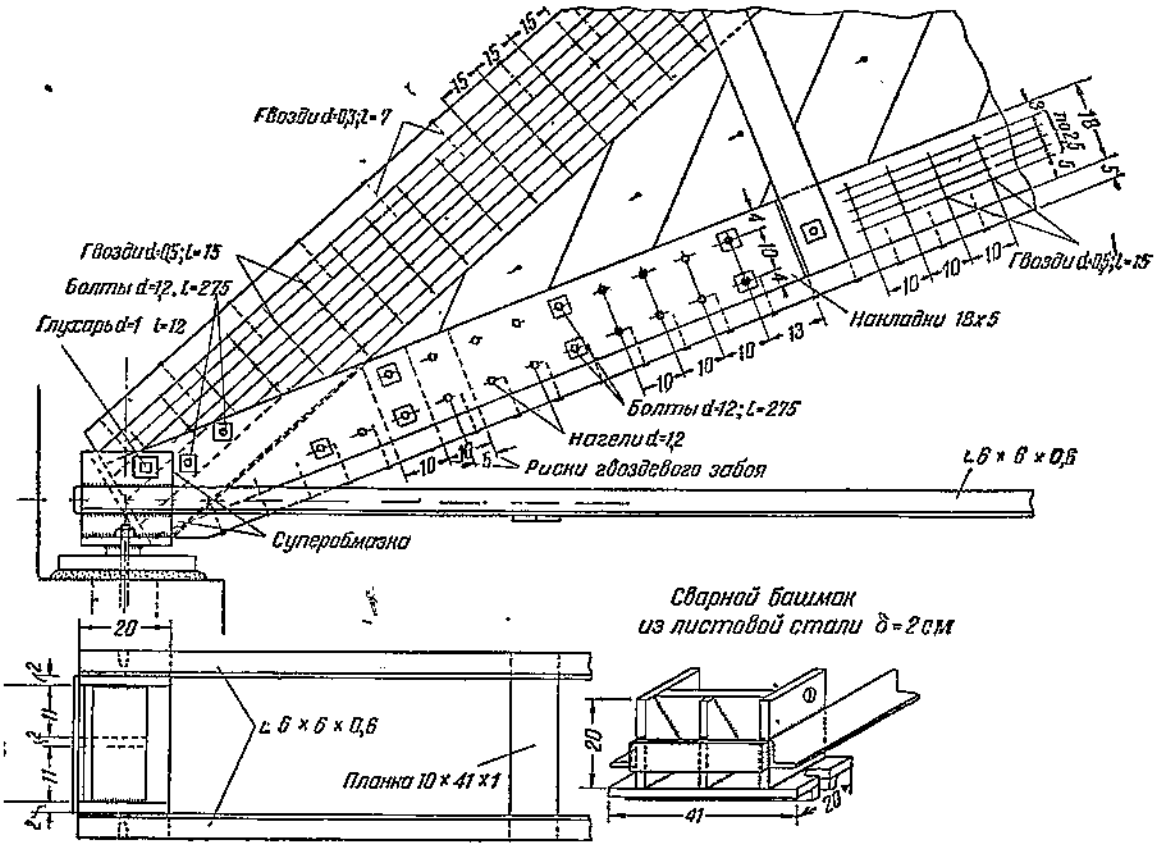


Рис. 92. Опорный узел

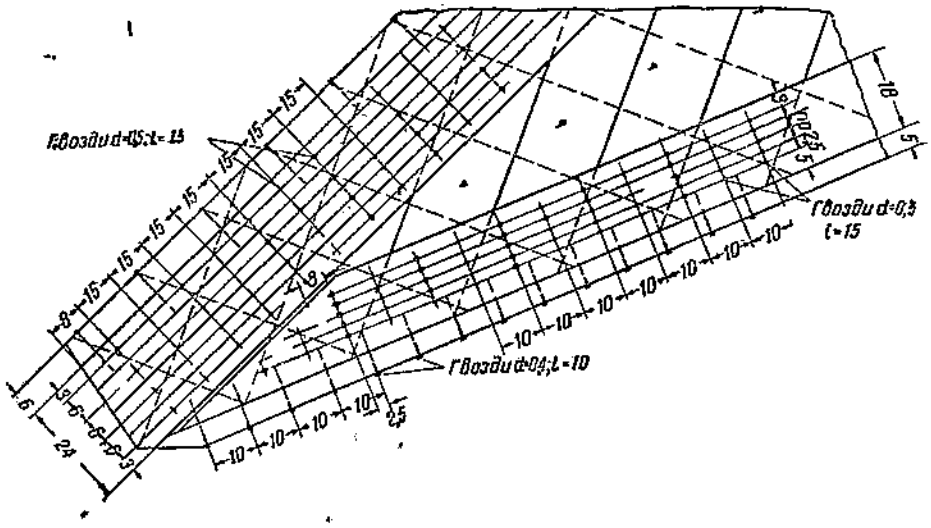


Рис. 93. Гвоздевой забой в опорном узле

б) Коньковый шарнир (рис. 94)

Смятие верхнего пояса:

$$\sigma = \frac{18\,000}{240} = 75 < 100 \text{ кг/см}^2.$$

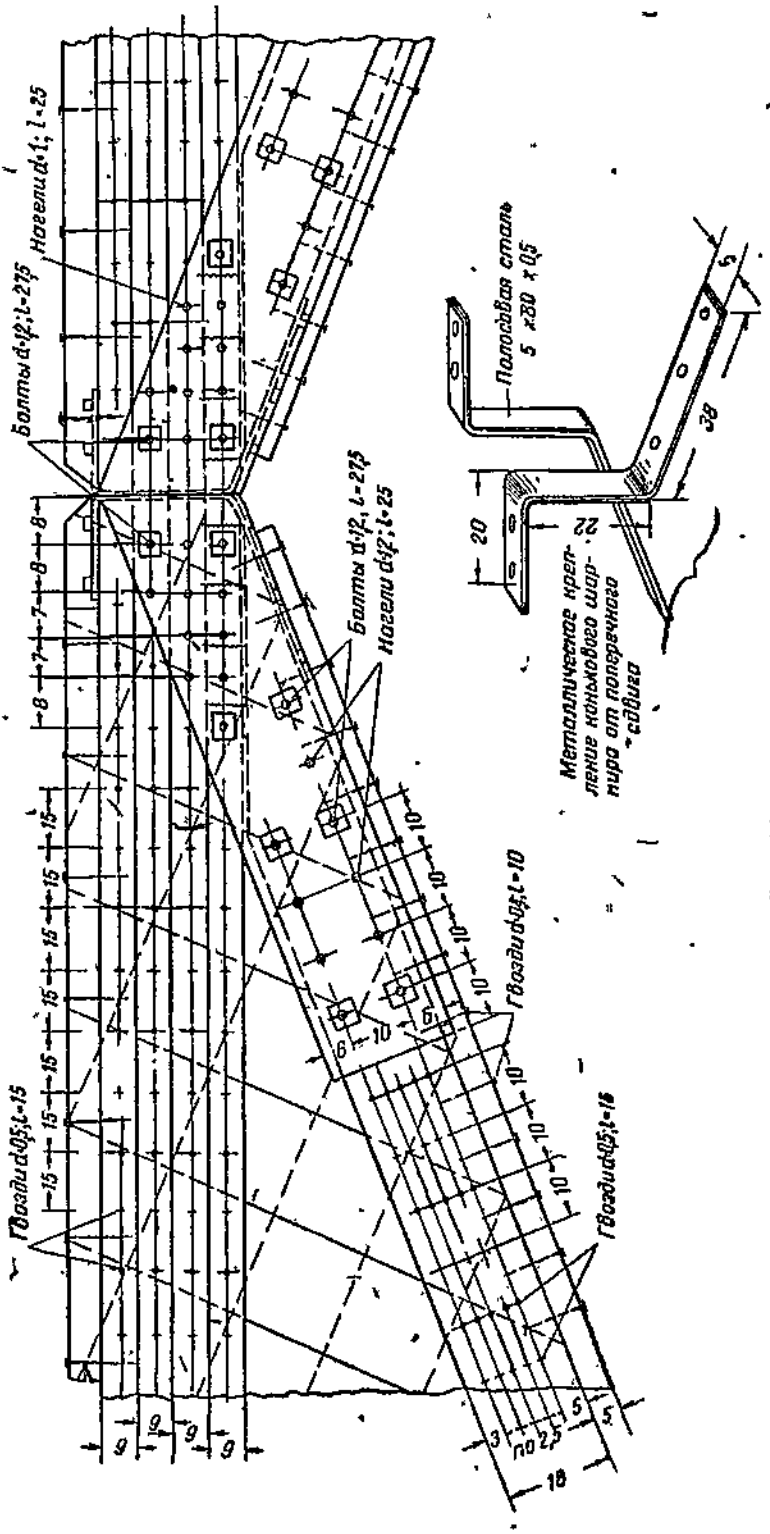


Рис. 94. Коньковый узел

Прикрепление накладок из досок сечением 22×5 *см* к доскам нижнего пояса произведено нагелями $d_н = 1{,}2$ *см*.

$$n_н = \frac{3\,600}{2 \cdot 225} = 8 \text{ шт.};$$

поставлено 10 шт.

Прикрепление накладок к верхнему поясу осуществлено нагелями $d_н = 1$ *см*.

$$[T_н] = 0{,}25 \cdot 5 \cdot 1 \cdot 150 = 187 \text{ кг}; \quad n_н = \frac{3\,600}{187 \cdot 2} = 9{,}6 \text{ шт.};$$

поставлено 11 шт.

б. Стыки нижнего пояса

Стыки нижнего пояса (рис. 95) делаем между третьим и четвертым и между седьмым и восьмым ребрами жесткости, считая от опорного шарнира.

Наибольшее растягивающее усилие здесь 2 735 *кг*. Это растягивающее усилие невелико, и по условию прочности на растяжение можно было бы ограничиться тонкими накладками. Учитывая, однако, что в нижнем поясе имеются и значительные сжимающие усилия, принимаем толщину накладок, одинаковую с толщиной досок нижнего пояса, т. е. 5 *см*. Для увеличения жесткости пояса стыки располагаем около вертикальных связей. Стык решаем на нагелях из круглого железа $d_н = 1{,}0$ *см*. Прокладок не ставим и перекрестную стенку в месте стыка не вырезаем:

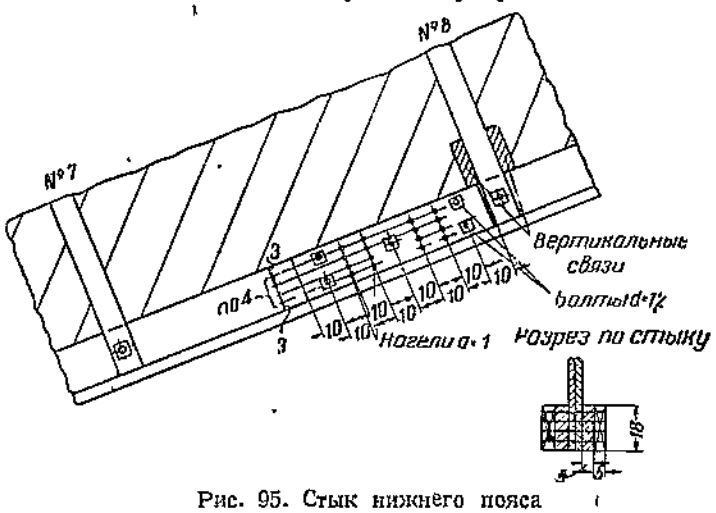


Рис. 95. Стык нижнего пояса

$$[T_н] = 0{,}25 \cdot 5 \cdot 1{,}0 \cdot 150 = 187 \text{ кг}.$$

$$n_н = \frac{2\,735}{2 \cdot 187} = 7{,}3 \text{ шт.};$$

поставлено 10 шт. (из них два болта).

$$\sigma_+ = \frac{2\,735}{2\,(18 - 4 \cdot 1)\,5} = 19{,}5 < 100 \cdot 0{,}9 \text{ кг/см}^2.$$

§ 19. ДВУХШАРНИРНЫЕ АРКИ С ДОЩАТОЙ ПЕРЕКРЕСТНОЙ СТЕНКОЙ НА ГВОЗДЯХ

А. Конструкция арок

Очертание арок обычно принимается круговым. Верхний и нижний пояса очерчиваются концентрическими дугами из одного центра, и высота арки постоянна по всей ее длине (рис. 96).

Область применения таких арок — покрытия промышленных, спортивных, выставочных и тому подобных зданий. Пролеты, перекрываемые такими арками, меняются в пределах от 20 до 40 *м*. Отношение стрелы подъема арки в середине пролета к пролету должно быть $\frac{f}{l} \geqslant \frac{1}{6}$; высота сечения арки — не менее $\frac{1}{30} l$.

По конструкции поперечного сечения рассматриваемые арки аналогичны гвоздевым балкам. Вследствие криволинейности оба пояса выполняются из гнутых брусков.

Все замечания, относящиеся к верхнему поясу арок сегментного очертания, остаются справедливыми также и здесь. Сплошная стенка, горизонтальная доска по всей длине нижнего пояса и в пределах фонаря по верхнему поясу аналогичны таким же элементам в сегментных арках.

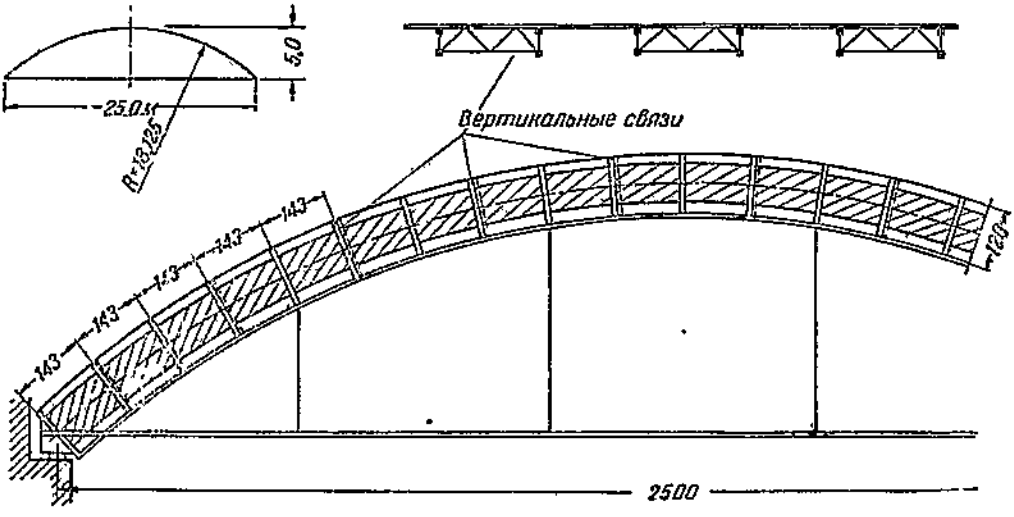


Рис. 96. Общий вид арки пролетом 25 *м*

На рис. 96, 97, 98 и 99 приведена конструкция арки пролетом 25 *м* без фонаря.

Высота сечения арки — 120 *см*. Верхний и нижний пояса состоят каждый из восьми брусков. Сечение наружных брусков обоих поясов — 5 × 8 *см*, остальных — 5 × 4 *см*. Перекрестная стенка выполнена из двух слоев досок толщиной по 2,5 *см*. Нижний пояс для увеличения жесткости усилен горизонтальной доской сечением 4 × 18 *см*. Ребра жесткости поставлены через $\frac{s}{20} = \frac{27{,}5}{20} = 1{,}375$ *м* по оси арки. Вертикальные связи, обеспечивающие устойчивость нижнего пояса, поставлены через одно ребро жесткости.

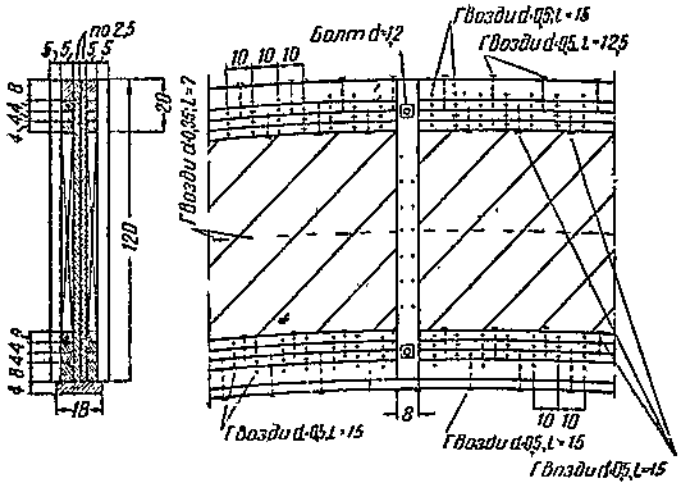


Рис. 97. Поперечное сечение арки

Пояса соединены со стенкой гвоздями $d_{гв} = 5$ *мм* и $l_{гв} = 150$ *мм*.

Опорный шарнир, показанный на рис. 98, выполнен с соблюдением центрирования усилий поясов арки, затяжки и опорной реакции. Он состоит из швеллера № 16 длиной 120 *см*, в концы которого упираются пояса арки. Металлическая сварная коробка, состоящая из вертикального и горизонтального отрезков швеллера того же номера и листов толщиной 10 *мм*, с помощью сварки по кромкам листов соединяется в одно целое с наклонным швеллером.

Затяжка, состоящая из двух уголков, приварена к листам коробки.

На рис. 99 и 100 приведены другие возможные решения опорных шарниров, также с соблюдением центрирования усилий. Оба решения осуществляются

при помощи деревянных опорных вкладышей, находящихся в плоскости брусков пояса; схема работы вкладышей показана на рис. 101. Вертикальный швеллер на рис. 99 и клепаный металлический башмак на рис. 100 предотвращают изгиб деревянного вертикального вкладыша; без металлического башмака деревянные вкладыши способны воспринять лишь неболь ие поясные усилия.

С ыки брусков верхнего и нижнего поясов (рис. 102) располагаются вразбежку с таким расчетом, чтобы по возможности полностью была использована длина брусков при наименьшем количестве обрезков и чтобы стыки были равномерно распределены по длине дуги пояса. Для восприятия растягивающих усилий в поясе в месте стыка применяется вертикальный гвоздевой забой, при помощи которого усилие с перерезанного стыком бруска передается на соседние бруски (рис. 97).

Вертикальный гвоздевой забой рассчитывается из условий перекрытия стыков.

На рис. 103 в качестве примера приведено решение двухшарнирной арки со сплошной стенкой большого пролета, осуществленное в перекрытии ангара для гидросамолетов за границей.

Здесь пролет арки принят $l=55$ *м*, а высота ее сечения равна $h=1{,}72$ *м*, т. е. $\frac{h}{l}\approx\frac{1}{32}$. Подкосы, раскрепляющие нижний пояс из плоскости, поставлены при каждом ребре жесткости. Затяжка металлическая. Стойки—опоры для арок деревянные высотой 18 *м*. Сечение стоек сильно развито книзу, так как помимо вертикальной реакции от арки стойки воспринимают и боковую ветровую нагрузку. В месте расположения больших въездных ворот видна горизонтальная ветровая ферма, воспринимающая ветровую нагрузку от ворот и вышележащей остекленной части стены. Ветровая ферма передает горизонтальные реакции на вертикальные стойки.

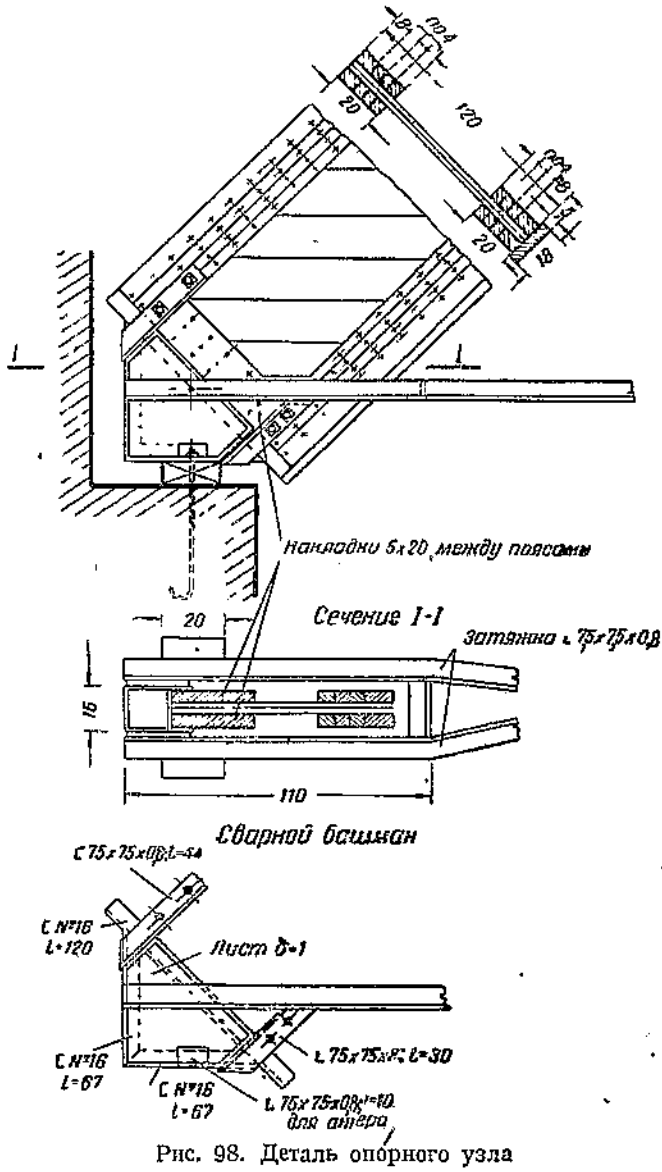


Рис. 98. Деталь опорного узла

Б. Расчет арок

1. Определение изгибающих моментов, нормальных и поперечных сил

Изгибающие моменты, нормальные и поперечные силы определяют относительно оси арки по общим правилам строительной механики. Пролет арки делят на некоторое число равных частей (10—20) и для соответствующих этому

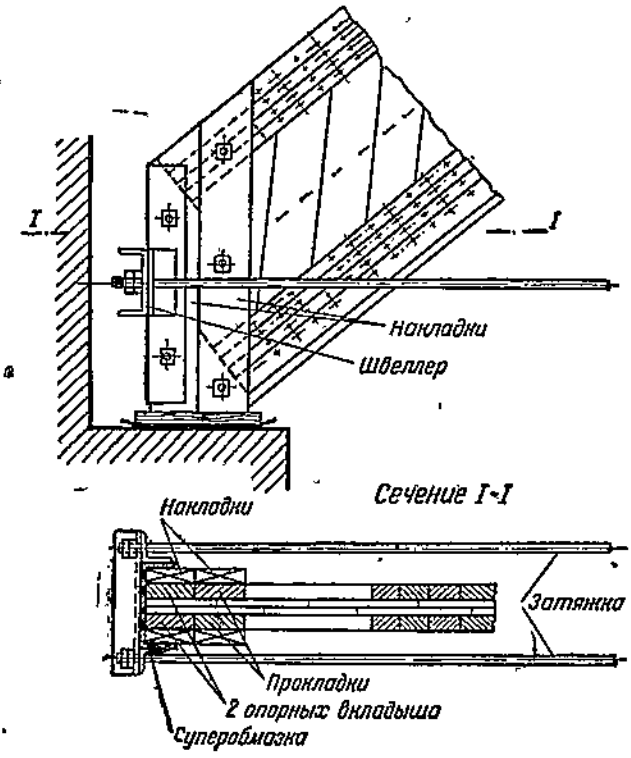


Рис. 99. Вариант опорного узла с деревянными вкладышами и башмаком из швеллера

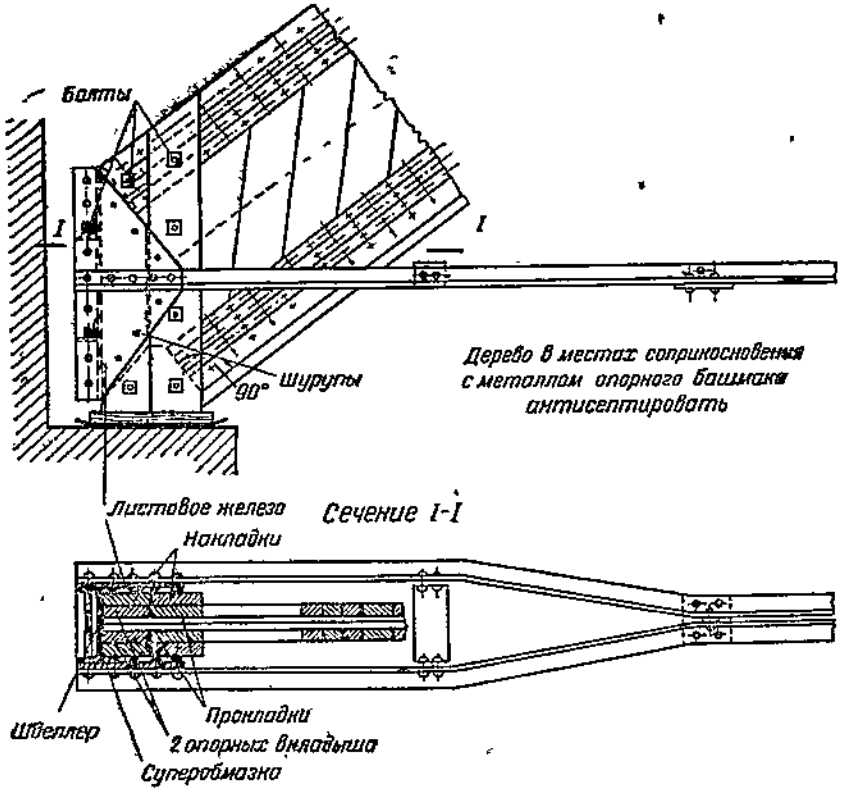


Рис. 100. Вариант опорного узла с клепаным металлическим башмаком

делению точек оси вычисляют их координаты x и y относительно начала координат, совмещенного с опорой. Вычисляют также углы наклона касательной к горизонту в каждой такой точке оси, необходимые для определения поперечных и нормальных сил.

Нагрузки на арку—собственный вес арки, кровли, снеговая нагрузка, а для подъемистых арок или для арок с высоким фонарем еще и ветровая нагрузка,—в каждом отдельном случае дополняются специальными нагрузками, определяемыми проектным заданием.

Временная снеговая нагрузка учитывается обычно в двух комбинациях: снег на всем пролете и снег на половине пролета.

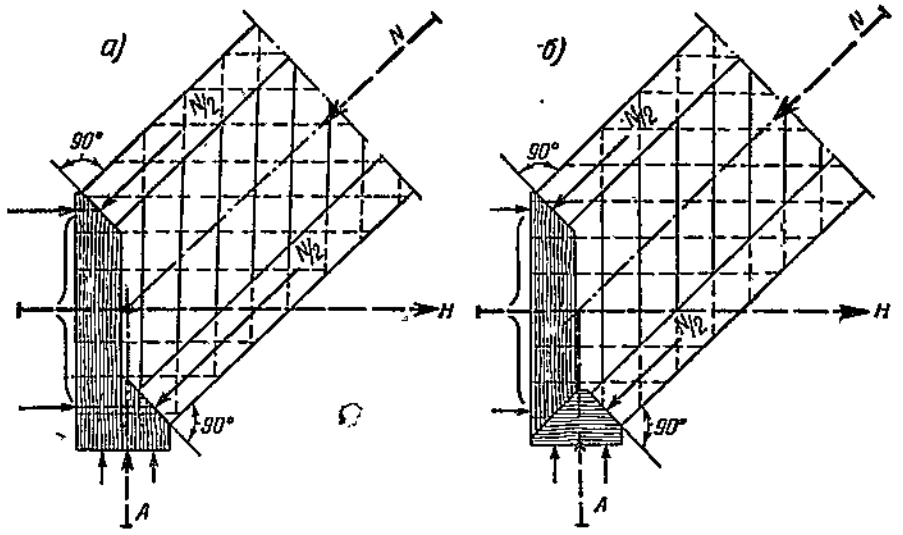


Рис. 101. Схема усилий в опорном узле с деревянными вкладышами

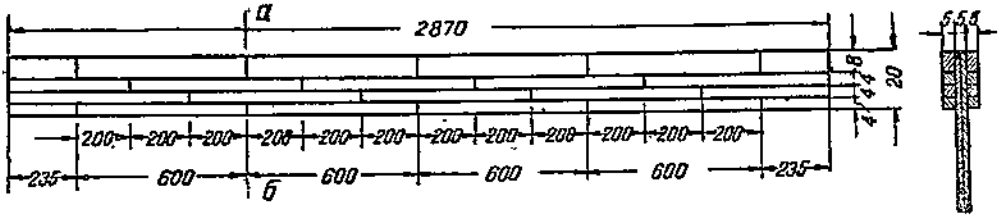


Рис. 102. Схема стыков верхнего пояса (развертка)

При нормальных для арок покрытий отношениях $\frac{f}{l}$ собственный вес арки принимается равномерно распределенным по пролету. Для крутых арок следует принимать действительное распределение собственного веса покрытия по дуге арки.

Распор арки от равномерной нагрузки p (на единицу длины дуги) при постоянном сечении арки определяется по формуле:

$$H = \frac{p}{2} \frac{lc(9R^2 - s^2) + sR(R^2 - 10c^2)}{s(R^2 - 2c^2) - 3lcR},$$

где обозначения даны согласно рис. 68.

Определение распора от загружения всего пролета или полупролета арки нагрузкой, равномерно распределенной по пролету (т. е. по проекции дуги арки), можно производить согласно табл. 7.

Величины распора, получаемые по этой таблице, подсчитаны без учета удлинения металлической затяжки от действующего в ней растягивающего усилия. С учетом этого удлинения распор определяется по общей формуле:

$$H = \frac{\int_0^s \frac{M_p y}{J} ds}{\int_0^s \frac{y^2}{J} ds + \frac{E_A}{E_3} : \frac{l}{F_3}};$$

при постоянном по длине дуги сечении арки имеем:

$$H = \frac{\int_0^S M_p y\, ds}{\int_0^S y^2 ds + \frac{JE_д}{E_з} \cdot \frac{l}{F_з}};$$

в этих формулах $E_д$ — модуль упругости древесины арки;
$E_з$ — модуль упругости стали затяжки;
$F_з$ — площадь поперечного сечения затяжки;
l — пролет арки;
J — момент инерции поперечного сечения арки.

Второе слагаемое в знаменателе последней формулы учитывает влияние удлинения затяжки. Величина этого слагаемого вообще незначительна по сравнению с величиной первого слагаемого и может иметь практическое значение лишь для арок, характеризующихся большими пролетами. В деревянных арках, модуль упругости которых $E_д$ значительно меньше модуля упругости металлической затяжки $E_з$ (отношение 1 : 21), можно, как правило, определять распор без учета удлинения затяжки.

Изменение температуры металлической затяжки вызывает добавочный распор, определяемый по формуле:

$$H_{t^\circ} = \frac{E_д l \varepsilon_з \Delta t^0_з}{\int_0^S \frac{y^2}{J} ds + \frac{E_д l}{E_з F_з}};$$

при $J = \text{const}$ получим:

$$H_{t^\circ} = \frac{JE_д l \varepsilon_з \Delta t^0_з}{\int_0^S y^2 ds + \frac{JE_д l}{E_з F_з}}$$

в этих формулах $\varepsilon_з$ — коэфициент линейного расширения затяжки (для стали $\varepsilon_з = 0{,}00012$);
$\Delta t^0_з$ — изменение температуры затяжки.

Добавочный распор H_{t° и обусловливаемые им моменты, нормальные и поперечные силы в большинстве практических случаев малы; как правило, ими можно пренебречь. Некоторое значение эти величины могут иметь для арок в неотапливаемых зданиях, где может сказаться большая разность между летней и зимней температурами.

Зная величину распора, подсчитываем моменты, нормальные и поперечные силы по формулам:

$$M = M_0 - Hy; \quad N = H\cos\varphi + Q_0 \sin\varphi; \quad Q = Q_0 \cos\varphi - H \sin\varphi,$$

где M_0 и Q_0 — момент и поперечная сила простой балки, пролет которой равен пролету арки;
φ — угол наклона к горизонту касательной в соответствующей точке оси арки.

2. Определение усилий в поясах арки

Усилия в поясах арки определяют с учетом одновременного действия сжатия и изгиба по формуле:

$$N_п = \frac{N}{2} \pm \frac{M}{h_0 \xi},$$

где M — максимальный изгибающий момент;
N — нормальная сила в месте максимального изгибающего момента;
h_0 — расстояние между центрами поясов.

Расчетная длина арки l_0 для определения значения гибкости λ, необходимого при вычислении φ, принимается равной $l_0 = 0{,}5\,S$ (половине длины дуги арки) при действии односторонней нагрузки и $l_0 = 0{,}6\,S$ в случае симметричной нагрузки.

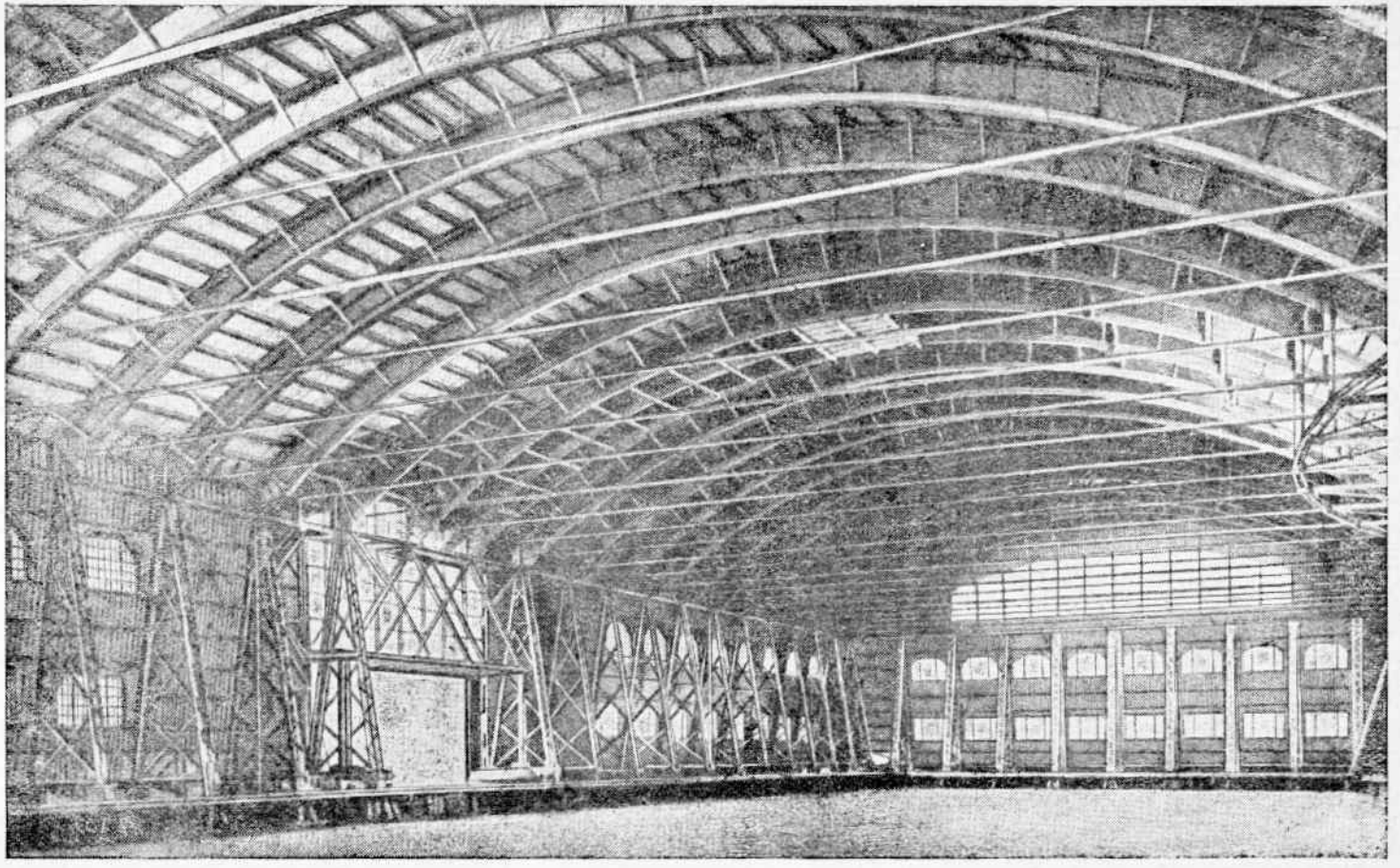


Рис. 103. Ангар для гидросамолетов

Зная расчетную длину l_0, определяют сначала гибкость арки как стержня цельного сечения по формуле:

$$\lambda_y = \frac{l_0}{r},$$

где

$$r = \sqrt{\frac{J}{F_n}} \approx \frac{h_0}{2}.$$

Расчетную гибкость λ определяют с учетом податливости связей: $\lambda = \lambda_y \mu_0$, где μ_0 определяется по обычной формуле:

$$\mu_0 = \sqrt{1 + k_c \frac{h n_{ш} [n_c]}{l_0^2 n_c}}.$$

Коэфициент k_c берется из табл. 3 по графе, соответствующей сжато-изогнутым стержням.

Зная усилия в поясах, проверяют напряжения в них

$$\sigma = \frac{N_n}{F_{нт}} \leqslant [\sigma_c].$$

При наличии растяжения расчетную площадь сечения пояса $F_{нт}$ определяют с учетом ослабления в стыках.

Кроме поверки прочности, обязательна поверка устойчивости сжатых поясов (выпучивание из плоскости арки). Эта поверка производится так же, как в трехшарнирных арках.

Если $h_0 \geqslant \frac{1}{30} l$, то коэфициент ξ близок к единице и при небольших пролетах его можно в расчет не вводить.

3. Определение сдвигающих усилий и расчет гвоздей

Расчетные значения поперечных сил и сдвигающих усилий, являющихся функцией изгибающих моментов, определяются как для сжато-изогнутого стержня:

$$Q' = \frac{Q}{\xi}; \quad T = \frac{Q}{h_0 \xi}.$$

Определив величину T и задавшись размерами гвоздей, подсчитывают количество их, необходимое для соединения пояса со стенкой:

$$n_{св} = \frac{T}{2[T_{св}]}.$$

Гвозди подсчитывают и размещают соответственно изменению расчетной эпюры Q по длине арки, для чего эпюру Q делят по длине на ряд участков, в пределах которых расчет обычно ведется по максимальному значению Q, т. е. аналогично расчету гвоздей в гвоздевых балках. Так же, как и в трехшарнирных арках, в сжатых участках нижнего пояса (или в подфонарной зоне верхнего пояса), раскрепленных вертикальными связями, это количество гвоздей может оказаться недостаточным, и его приходится увеличивать для обеспечения устойчивости сжатого пояса против его выпучивания из плоскости арки.

В. Пример определения усилий в поясах двухшарнирной арки

Для арки по рис. 96, 97, 98 и 102 имеем: $h_0 = 1$ *м*; $l = 25$ *м*; $\frac{h_0}{l} = \frac{1}{25}$. Покажем, как определить усилия в поясах с учетом коэфициента ξ, который в этом случае близок к единице.

При односторонней снеговой нагрузке расчетный момент получается равным $M = -5\,000$ *кгм*; нормальная сжимающая сила в той же точке равна $N = 13\,480$ *кг*.

Расчетная длина арки $l_0 = 0{,}5s = 0{,}5 \cdot 27{,}5 = 13{,}75$ *м*; радиус инерции

$$r = \sqrt{\frac{J_{бр}}{F_{бр}}} = \frac{h_0}{2} = 50 \text{ см};$$

$$\lambda_ц = \frac{l_0}{r} = \frac{1\,375}{50} = 27{,}5;$$

$$\mu_0 = \sqrt{1 + 1\frac{120 \cdot 2 \cdot 8}{13{,}75^3 \cdot 80}} = 1{,}07.$$

В уравнение для μ_0 входят: $[n_{сс}] = \frac{b}{5d_{гв}} = \frac{5+5}{6 \cdot 0{,}5} = 8$ шт. на 1 *м*. Поставлено гвоздей 40 шт. на 1 *м*.

Количество «срезов» поставленных гвоздей на 1 *пог. м*:

$$n_{сс} = 2 \cdot 40 = 80 \text{ шт.}$$

$$\lambda = \mu_0 \lambda_ц = 27{,}5 \cdot 1{,}07 = 29{,}4; \quad \sigma_0 = \frac{13\,480}{400} = 33{,}7 \text{ кг/см}^2;$$

$$\xi = 1 - \frac{29{,}4^2 \cdot 33{,}7}{3\,100 \cdot 100} = 0{,}91.$$

Усилие в нижнем поясе:

$$N_{н.п} = -\frac{13\,480}{2} - \frac{5\,000}{1 \cdot 0{,}91} = -6\,740 - 5\,490 = -12\,230 \text{ кг (сжатие).}$$

Усилие в верхнем поясе:

$$N_{в.п} = -6\,740 + 5\,490 = -1{,}250 \text{ кг (сжатие).}$$

Усилие в нижнем поясе без учета ξ равнялось бы

$$N_{н.п} = -6\,740 - 5\,000 = -11\,740 \text{ кг,}$$

а усилие в верхнем поясе соответственно было бы равно:

$$N_{в.п} = -6\,740 + 5\,000 = -1\,740 \text{ кг.}$$

Расчетное усилие 12 230 *кг* уменьшилось бы (не в запас прочности) до 11 740 *кг*, т. е. примерно на 4%.

Г. Пример расчета растянутого стыка пояса двухшарнирной арки

Растягивающее усилие в сечении $a - b$ верхнего пояса (рис. 102) при односторонней снеговой нагрузке равно $N_+ = 3\,600$ *кг*. В этом месте стыкуются верхний и нижний бруски обеих ветвей пояса. Имеем:

$$F_{бр} = 200 \text{ см}^2; \quad F_{нт} = 200 - (2 \cdot 5 \cdot 8) - (2 \cdot 5 \cdot 4) = 80 \text{ см}^2;$$

$$\sigma_+ = \frac{3\,600}{80} = 45 < 90 \text{ кг/см}^2.$$

Усилие, передающееся с верхних брусков на нижележащие в обеих ветвях пояса, равно:

$$N_+ = \frac{3\,600}{200} \cdot (2 \cdot 5 \cdot 8) = 1\,440 \text{ кг.}$$

Усилие, передающееся с нижних брусков на вышележащие в обеих ветвях пояса, составляет:

$$N_+ = \frac{3\,600}{200} \cdot (2 \cdot 5 \cdot 4) = 720 \text{ кг.}$$

Имеем: $d_{гв} = 5$ *мм*, $l_{гв} = 125$ *мм*, $[T_{гв}] = 75$ *кг*. Необходимое количество вертикальных гвоздей, забиваемых сверху в каждый брусок, равно:

$$n_{гв} = \frac{1\,440}{2 \cdot 75} = 9{,}5 \approx 10 \text{ шт.}$$

Это количество гвоздей необходимо разместить на длине 2 *м*.

В нижних брусках необходимо разместить половинное количество гвоздей (5 шт. на длине 2 *м*).

Расчет растянутых стыков нижнего пояса производится аналогичным образом.

§ 20. ТРЕХШАРНИРНЫЕ И ДВУХШАРНИРНЫЕ РАМЫ

А. Конструкция рам

Применяемые в строительстве деревянные рамы со сплошной стенкой подразделяются на два вида: двухшарнирные и трехшарнирные (схема 18, *б*, табл. I).

Узловые моменты, воспринимаемые в узле двухшарнирной рамы, уменьшают изгибающие моменты в ригеле. Поэтому такой рамной конструкцией можно, как правило, перекрыть бо́льший пролет, чем простой балкой, шарнирно скрепленной с опорными стойками. Кроме того, благодаря жесткости узла рамная конструкция может воспринимать горизонтальные ветровые усилия в плоскости рамы и тем самым обеспечивать поперечную устойчивость здания.

Эти преимущества рамных конструкций широко используются на практике, особенно в металлических и железобетонных рамах, где легко осуществляются монолитность и жесткость узлов.

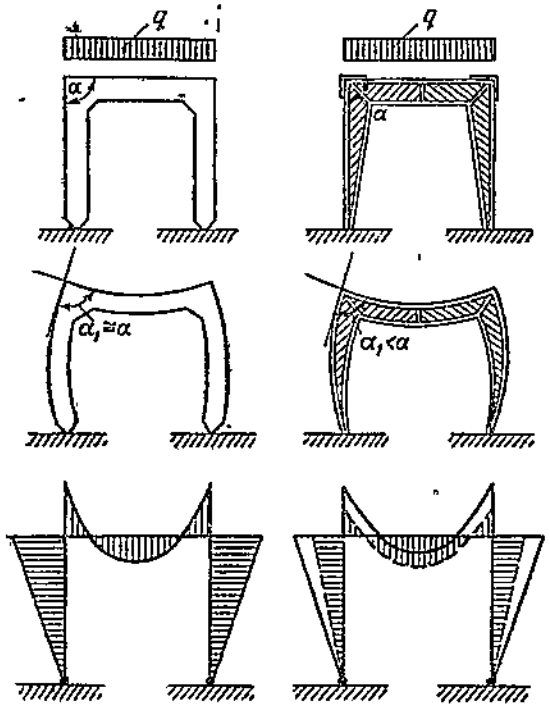


Рис. 104. Эпюра моментов в железобетонной и деревянной двухшарнирной раме

При проектировании деревянных рам возникают значительные конструктивные трудности в решении их узлов. Кроме того податливость сопряжений (гвоздей, болтов, шурупов), с помощью которых соединяются элементы деревянных рам в узлах, приводит со временем под действием нагрузки к некоторому изменению угла между ногой и ригелем рамы: происходит поворот ригеля по отношению к ноге рамы, что должно быть отражено в расчете.

В трехшарнирной статически определимой раме этот поворот не вызывает перераспределения моментов в элементах рамы.

В двухшарнирной же, статически неопределимой раме в случае уменьшения угла в раме узловой (опорный) момент уменьшается, а положительный момент в ригеле возрастает.

На рис. 104 схематически изображены деформации и эпюры моментов в железобетонной и деревянной двухшарнирных рамах при нагрузке, равномерно распределенной по ригелю. В железобетонной раме при действии нагрузки угол между ногой и ригелем практически остается неизменным. В деревянной же раме из-за податливости сопряжений этот угол со временем изменяется довольно значительно. Действительная эпюра моментов (пунктирная линия на рис. 104) отличается от расчетной: уменьшаются узловой отрицательный момент и распор рамы, возрастает положительный момент в ригеле.

Поэтому основное преимущество рамных конструкций—облегчение ригеля за счет защемления его опорных частей в жестких узлах,—в двухшарнирных рамах в значительной мере и в неопределенной степени утрачивается.

В отношении ясности работы трехшарнирные деревянные рамы имеют некоторое преимущество перед двухшарнирными.

Деревянные рамы в отдельных случаях могут применяться в конструкциях складов, выставочных павильонов, спортивных сооружений, в некоторых производственных зданиях, имеющих небольшие пролеты, и т. п.

В поперечном сечении конструкция деревянной рамы аналогична конструкции гвоздевой двутавровой балки.

Дощатые пояса, образующие двутавровое сечение, соединяются сплошной стенкой, которая может быть перекрестной дощатой или фанерной.

Применение фанерной стенки ограничивается здесь теми же условиями, что и в гвоздевой двутавровой балке.

На рис. 105 приведены нормальные поперечные сечения ригеля и ноги рамы. Помимо обычного двутаврового решения по рис. 105,*а* при больших нагрузках могут быть применены и более мощные сечения по рис. 105, *б* и *в*. Так же, как в гвоздевых балках, по длине ноги и ригеля рамы размещаются ребра жесткости. Стыки сжатых участков поясных досок решаются простым упором торца в торец (с постановкой конструктивных накладок). Стыки растянутых досок решаются по одному из типов, принятых в гвоздевых балках.

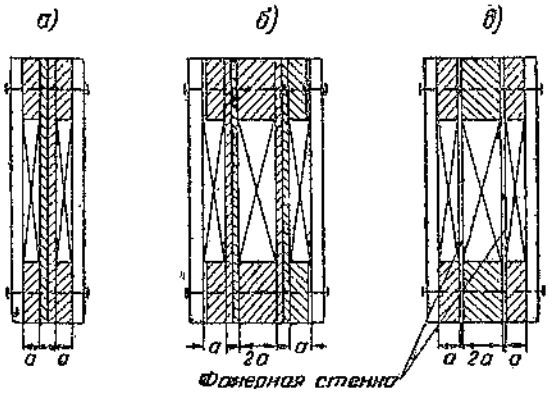


Рис. 105. Поперечные сечения рам

Устойчивость сжатых участков верхнего пояса ригеля, как правило, обеспечивается прогонами кровли, скрепленными с поясом. Внешний пояс стойки рамы закрепляется аналогично в элементах стены. Нижний пояс ригеля и внутренний пояс стойки рамы для обеспечения требуемой жесткости снабжаются дощатой нашивкой, прибитой плашмя к поясам, как в сжатом нижнем поясе арок с высокой стенкой.

Особым местом конструкции рамы является узел в сопряжении ригеля и стойки.

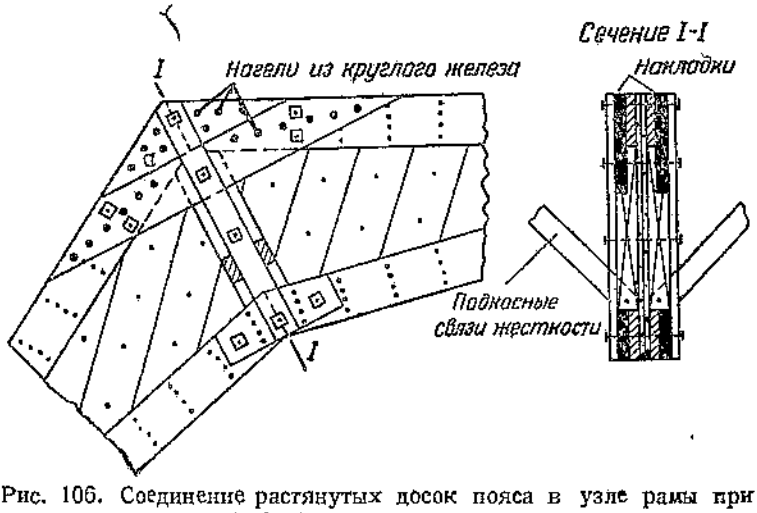


Рис. 106. Соединение растянутых досок пояса в узле рамы при помощи деревянных накладок и прокладок

В узле рамы при расчетных, преимущественно вертикальных, нагрузках имеется отрицательный изгибающий момент, вызывающий растяжение в наружных поясных досках и сжатие во внутренних. Наибольшие трудности представляет сопряжение в узле растянутых досок, примыкающих под углом друг к другу.

В решении по рис. 106 стык досок верхнего пояса в узле перекрыт деревянными накладками на нагелях из круглой стали. Такое решение возможно лишь при небольшом значении усилий, растягивающих верхний пояс в узле,

поскольку место для постановки нагелей в концах крайней (*а*) накладки ограничено, а использование большого количества накладок приводит к существенному уменьшению плеча внутренней пары сил.

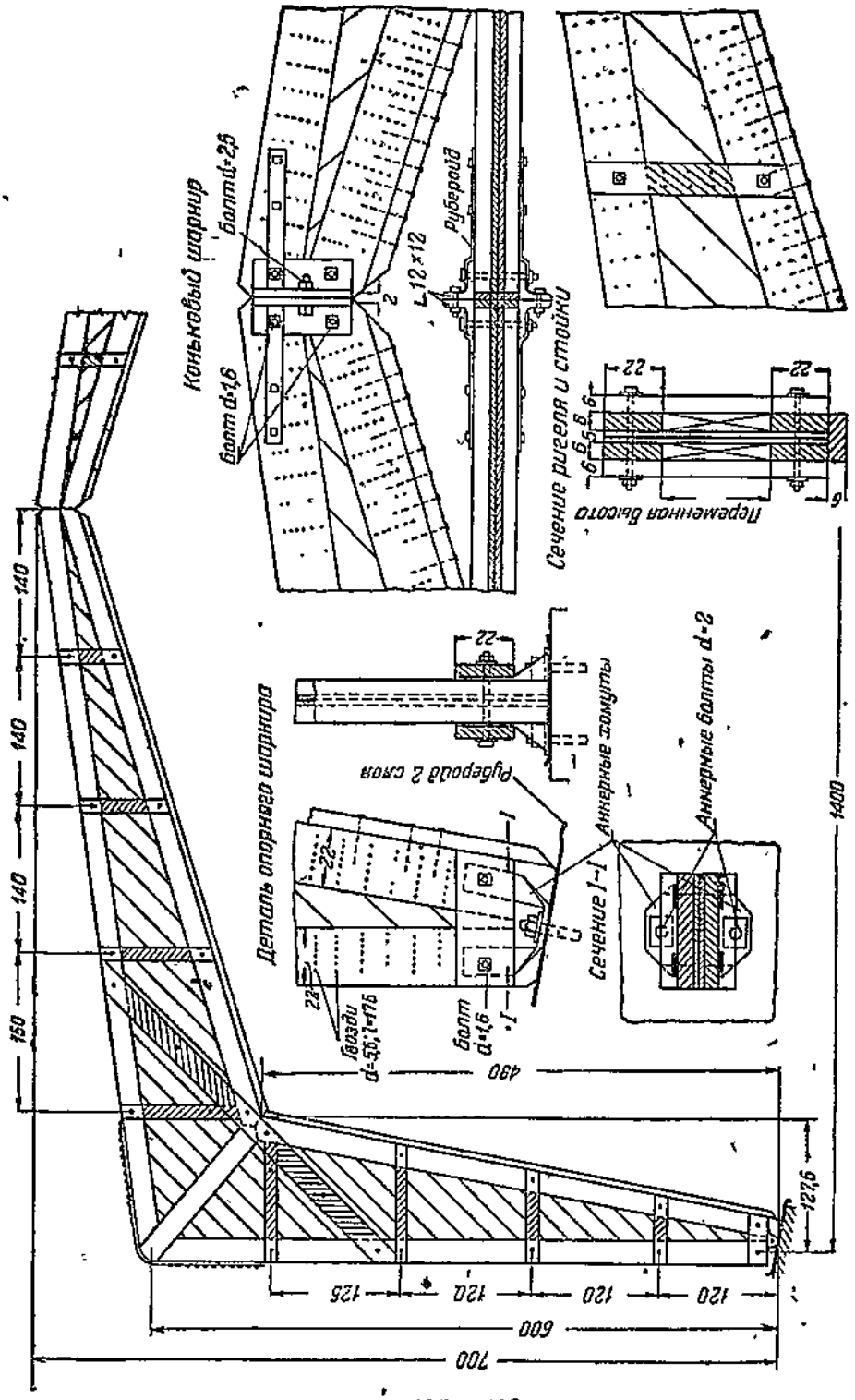


Рис. 107. Проект трехшарнирной рамы пролетом 14 м

В варианте, показанном на рис. 107 и 108, по внешним кромкам узла ставятся накладки из полосового железа, скреплние которых с поясными досками осуществляется шурупами или глухарями. Узловое ребро жесткости

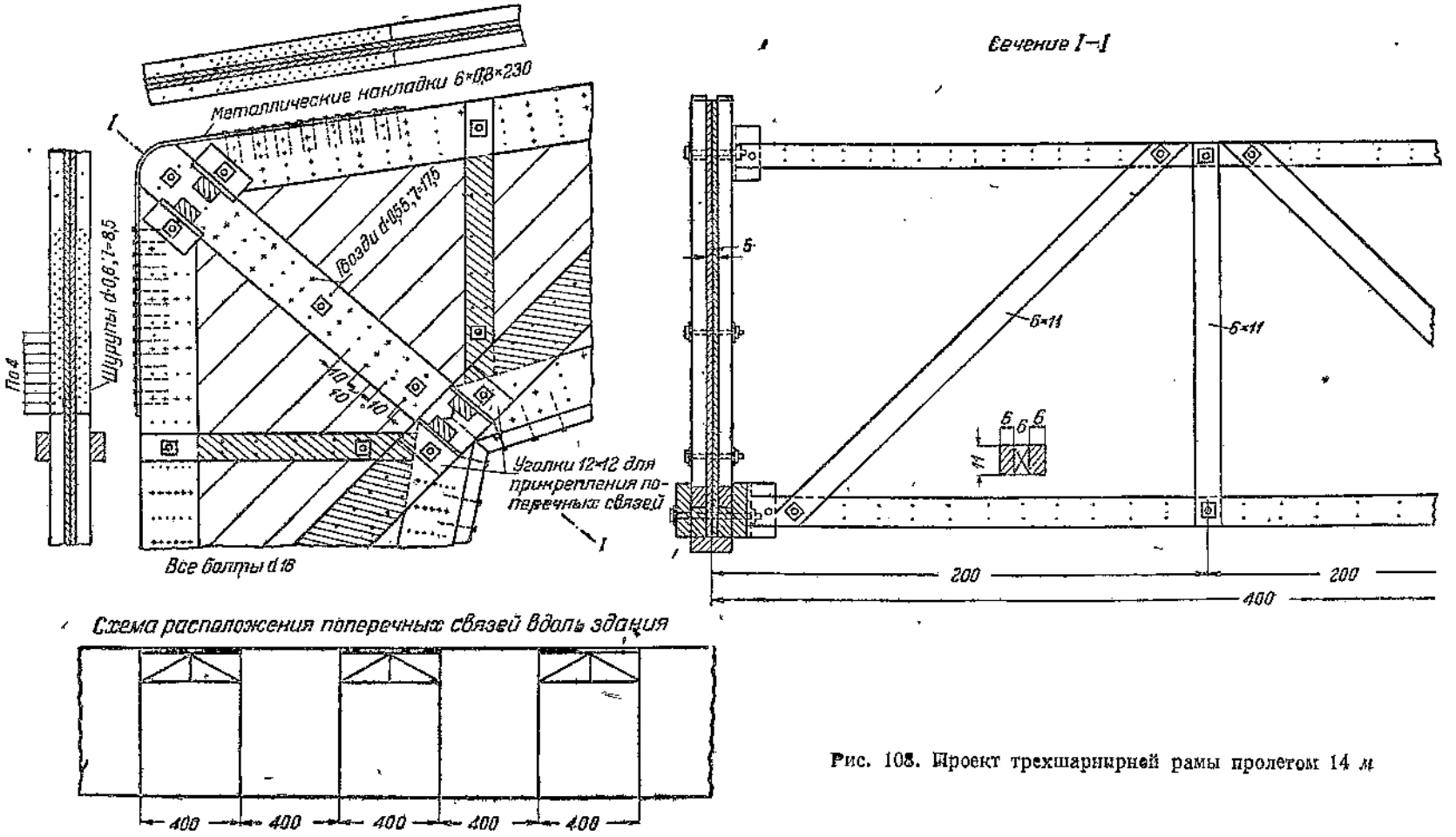


Рис. 108. Проект трехшарнирной рамы пролетом 14 *м*

в этом варианте служит особенно ответственной рабочей распоркой и поэтому должно быть тщательно приторцовано как в трехбиссектрисном сопряжении с досками нижнего пояса, так и в скругленном примыкании к узловой накладке.

Конструкция опорных шарниров рам во всех случаях осуществляется простым упором торца ног рамы в фундамент с прокладкой двух-трех слоев рубероида на битуме. Направление торцевого среза, как правило, принимается по нормали к наибольшей равнодействующей полной опорной реакции.

Для предупреждения смещения под влиянием случайных ветровых и прочих сил требуется анкерное крепление опорного узла.

Высота сечения ноги рамы уменьшается к опорному шарниру соответственно очертанию эпюры моментов.

Конструкция среднего шарнира в трехшарнирной раме осуществляется упором суженных концов ригеля. Для восприятия в шарнире поперечной силы (при несимметричной нагрузке) ставятся металлические или деревянные накладки, аналогично указанным выше (рис. 94) для трехшарнирных арок.

Сжатые участки ригеля, стойки и сжатый контур жесткого узла рамы должны быть раскреплены специальными связями, как в сжатых участках арочных конструкций.

Б. Расчет рам

1. Трехшарнирные рамы

а) Статический расчет

Поскольку сечение рамы заранее неизвестно, а следовательно, неизвестно также и положение нейтральной оси, определение моментов, нормальных и поперечных сил производится, как правило, относительно внешнего (заданного) контура рамы.

Помимо обычных вертикальных нагрузок в рамных конструкциях учитывается и ветровая нагрузка, определяемая согласно действующим нормам.

б) Определение усилий в поясах рамы

Имея для данной точки внешнего контура рамы величины M и N, вычисляем усилия в поясах.

Усилие в наружном (вертикальном) поясе стойки равно:

$$N_{нар.п} = N \pm \frac{M}{h_0},$$

где h_0 — расстояние (по нормали к внешнему поясу) между центрами поясов.

Усилие во внутреннем поясе стойки определяется по формуле:

$$N_{внутр.п} = \pm \frac{M}{h_0} \cdot \frac{1}{\cos \varphi},$$

где φ — угол между поясом и вертикалью.

Усилие в верхнем поясе ригеля равно:

$$N_{в.п} = N \pm \frac{M}{h_0},$$

где h_0 — расстояние (по нормали к верхнему поясу) между центрами верхнего и нижнего поясов.

Усилие в нижнем поясе ригеля получаем по формуле:

$$N_{н.п} = \pm \frac{M}{h_0} \cdot \frac{1}{\cos \varphi_1},$$

где φ_1 — угол между верхним и нижним поясами.

Зная усилия в поясах, производят поверку напряжения в них, а также поверку устойчивости сжатых участков аналогично поверке в арочных конструкциях с высокой стенкой.

в) Поперечные и сдвигающие силы. Гвоздевой забой

Поперечные силы Q определяются как проекция левых сил на нормаль к наружному поясу стойки и верхнему поясу ригеля.

Сдвигающая сила равна[1]:

$$T=\frac{Q}{h_0}.$$

По сдвигающей силе рассчитываются гвозди, соединяющие пояса со стенкой.

Для внутреннего пояса стойки и нижнего пояса ригеля количество гвоздей может быть увеличено из условия обеспечения устойчивости сжатых участков этих поясов. Количество поставленных гвоздей должно быть по Н и ТУ не менее

$$n_{гв}=\frac{b}{5d_{гв}^2}\text{ шт. на 1 }м,$$

где b—сумма толщин досок ветвей пояса (в сантиметрах).

г) Расчет шарниров

Верхний и опорные шарниры поверяются на смятие древесины; при этом следует учесть, что допускаемое напряжение на смятие древесины в нижнем шарнире может оказаться больше допускаемого напряжения на сжатие материала фундамента.

Анкеровка в опорном шарнире рассчитывается на восприятие распора рамы. Связь между обеими половинами рам в коньковом шарнире рассчитывается на поперечную силу при несимметричной нагрузке.

д) Расчет жесткого узла рамы

Особенности расчета изложены ниже в примере расчета узла, показанного на рис. 107 и 108.

Узел рамы рассчитывают, пренебрегая наличием перекрестной стенки в узле, т. е. принимают, что ригель и стойка сопрягаются в узле при помощи стержневой системы, шарнирной в своих узлах (рис. 109, *а*).

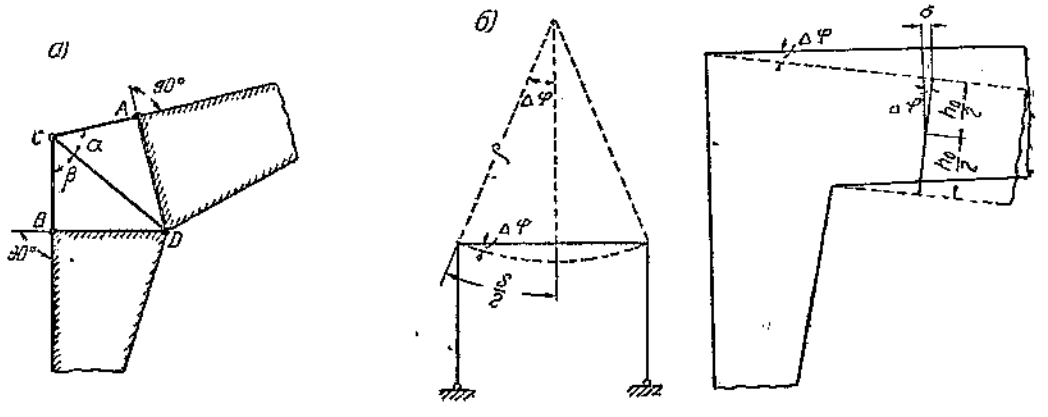


Рис. 109.

Такой расчет, четкий по своей статической схеме, идет в запас прочности, так как в действительности доски перекрестной стенки воспринимают часть нормальных усилий в узле, облегчая тем самым работу поясов.

---

[1] Если пренебречь взаимным наклоном поясов.

ПРИМЕР РАСЧЕТА УЗЛА

На основании статического расчета получены изгибающие моменты в точках A и B (рис. 109, *а*): $M_A = 12\,000$ *кгм*; $M_B = -14\,000$ *кгм*. Положение точек A и B определяется перпендикулярами, опущенными из точки D на оси верхнего пояса ригеля и наружного пояса стойки; $AD = 1{,}1$ *м*, $BD = 1{,}1$ *м*. Нормальная сила в точке A равна $N_A = -3\,440$ *кг*; в точке B равна $N_B = -5\,600$ *кг*. Растягивающее усилие в элементе AC будет:

$$N_{AC} = \frac{M_A}{AD} - N_A = \frac{12\,000}{1{,}1} - 3\,440 = 7\,460 \text{ кг}.$$

Растягивающее усилие в элементе BC равно:

$$N_{BC} = \frac{14\,000}{1{,}1} - 5\,600 = 7\,100 \text{ кг}.$$

Усилие в распорке CD, направленной в данном примере по биссектрисе угла, определяется из условия равновесия в узле C:

$$N_{CD} = -(N_{AC}\cos\alpha + N_{BC}\sin\beta) = -(7\,460 \cdot 0{,}51 + 7\,100 \cdot 0{,}51) = -7\,420 \text{ кг (сжатие)}.$$

Узел C рамы решаем при помощи двух металлических накладок из полосового железа, прикрепленных шурупами к доскам пояса.

Принимаем шурупы $d = 6$ *мм* и $l = 85$ *мм*.

$$[T_{шур}] = 108 \text{ кг}; \qquad n_{шур} = \frac{7\,460}{108} = 69 \text{ шт}.$$

В каждую накладку ставим по 35 шурупов, располагая их в шахматном порядке. Сечение металлической накладки $6 \times 0{,}8$ *см*.

$$F_{нт} = (6 \cdot 0{,}8) - 2 \cdot 0{,}8 \cdot 0{,}6 = 3{,}84 \text{ см}^2;$$

$$\sigma_р = \frac{7\,460}{3{,}84 \cdot 2} = 970 < 1\,200 \text{ кг/см}^2 \text{ (сталь 2)}.$$

Смятие металлической накладки под шурупами равно:

$$\sigma_{см} = \frac{7\,460}{2 \cdot 35 \cdot 0{,}8 \cdot 0{,}6} = 223 \text{ кг/см}^2.$$

Смятие распорки CD в месте ее упора в узле C в металлические накладки будет:

$$\sigma_{см} = \frac{7\,420}{2 \cdot (22 \cdot 6)} = 28{,}2 < 100 \text{ кг/см}^2.$$

2. Двухшарнирные рамы

Статический расчет двухшарнирной рамы ведется по общим методам строительной механики. Так как для расчета необходимо предварительно знать соотношение моментов инерции ригеля и стойки, то следует задаться этим соотношением или же сечением ригеля и стойки. В первом случае положение нейтральной оси неизвестно и расчет можно вести относительно заданного внешнего контура рамы. При этом получится небольшая неточность в определении распора, так как в выражении для определения распора вместо длин элементов рамы по оси войдут длины элементов по заданному контуру.

Особенностью здесь является расчет жесткого узла рамы с учетом смещений в нагельных соединениях.

Жесткий узел рамы следует рассчитывать в двух предположениях:

1) без учета сдвига нагельных сопряжений в узле; при этом получается максимальный отрицательный момент в узле и стойке рамы;

2) с учетом сдвига нагельных сопряжений в узле; в этом случае получается наибольший положительный момент в ригеле.

Добавочный момент по середине пролета от сдвига сопряжений может быть определен по формуле:

$$\Delta M = \frac{2EJ_р}{l_р}\Delta\varphi,$$

где $\Delta\varphi$ — дополнительный угол поворота вследствие сдвига нагельных сопряжений;

$l_р$ — пролет ригеля рамы;

E — модуль упругости материала;

$J_р$ — момент инерции сечения ригеля.

Связь между углом $\Delta\varphi$ и сдвигом нагелей приближенно определяется из выражения:

$$\operatorname{tg}\Delta\varphi \approx \Delta\varphi = \frac{\delta}{\frac{h_0}{2}} = \frac{2\delta}{h_0},$$

где δ — сдвиг нагельных сопряжений, принимаемый в пределах 1 — 1,5 *мм*;
h_0 — расстояние между осями поясов ригеля у узла рамы.

Выражение для ΔM получено следующим образом (рис. 109, *б*):

$$\Delta M = \frac{EJ_p}{\rho};\ \rho = \frac{S}{2\Delta\varphi} = \frac{l_p}{2\Delta\varphi};\ \frac{1}{\rho} = \frac{2\Delta\varphi}{l_p};$$

следовательно:

$$\Delta M = \frac{EJ_p 2\Delta\varphi}{l_p} = \frac{2EJ_p}{l_p}\Delta\varphi.$$

ПРИМЕР ОПРЕДЕЛЕНИЯ ДОБАВОЧНЫХ НАПРЯЖЕНИЙ В РИГЕЛЕ ДВУХШАРНИРНОЙ РАМЫ

Сечение ригеля рамы у узла:
$h_0 = 1{,}0$ *м*; каждый пояс состоит из двух досок сечением 20×5 *см*; длина ригеля равна $l_p = 14$ *м*.

Конструкция узла здесь аналогична конструкции узла в примере расчета трехшарнирной рамы. При $\delta = 0{,}1$ *см* имеем:

$$\Delta\varphi = \frac{2 \cdot 0{,}1}{100} = 0{,}002;\quad J_p = 2\left[(5 \times 20) \cdot 2\left(\frac{100}{2}\right)^2\right] = 10^5\ см^4;\quad E = 10^5\ кг/см^2;$$

$$\Delta M = \frac{2 \cdot 10^5 \cdot 10^5}{1\,400} \cdot 0{,}002 = 286\,000\ кгсм;$$

$$\Delta N = \frac{\Delta M}{h_0} = \frac{286\,000}{100} = 2\,860\ кг;$$

$$\Delta\sigma = \frac{2\,860}{2 \cdot 20 \cdot 5} = 14{,}3\ кг/см^2.$$

При $\delta = 0{,}15$ *см* получим:

$$\Delta\sigma = \frac{14{,}3 \cdot 1{,}5}{1{,}0} = 21{,}5\ кг/см^2.$$

Из произведенного подсчета видно, что добавочным моментом пренебрегать вообще не следует.

§ 21. КЛЕЕНЫЕ РАСПОРНЫЕ СПЛОШНЫЕ Д. К.

Арочные схемы наилучшим образом решаются в сплошных клееных Д. К.

Применяя для склейки достаточно тонкие доски, можно легко придать арке требуемую кривизну.

Большое число швов здесь не сказывается отрицательно на расчетной жесткости конструкции; в отличие от податливых связей (гвоздей, болтов) клей образует монолитный шов, вследствие чего клееные распорные конструкции работают и рассчитываются как конструкции соответствующего цельного сечения.

Распорные клееные Д. К. применялись Гетцером еще в начале XX века.

На рис. 110 приведен ряд схем арочных и рамных конструкций Гетцера, построенных в период 1911—1917 гг., а на рис. 111 дан общий вид строительства конструкций подобного рода.

Все эти конструкции имеют прямоугольное или двутавровое сечение, образованное путем склеивания тонких выгнутых досок.

При больших пролетах конструкции заготовлялись в виде отдельных крупных блоков, сопрягаемых на постройке при помощи специальных монтажных стыков.

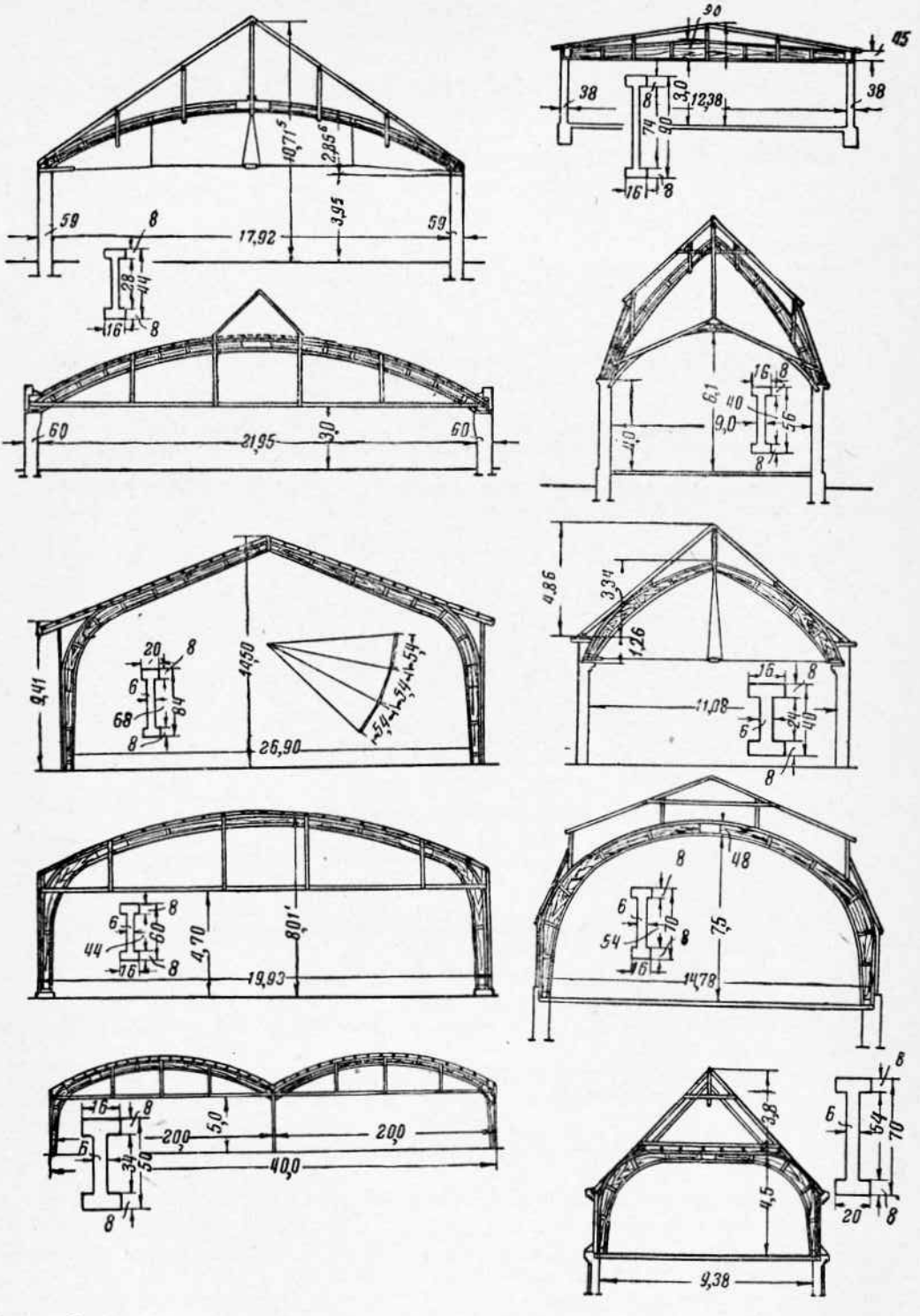


Рис. 110. Наиболее распространенные схемы арочных и рамных конструкций, осуществленных фирмой Гетцер

Примеры арочных конструкций более позднего времени приведены на рис. 112 и 113.

Двухшарнирная арка пролетом 25,2 *м* (рис. 112), представляющая собой арку типа Эми, имеет прямоугольное сечение, склеенное на казеиновом клее из десяти досок сечением 4×17 *см*.

Трехшарнирная арка (рис. 113) пролетом 22,4 *м*, с прямолинейным верхним поясом склеена тоже на казеиновом клее из восьми досок сечением 9×24 *см*.

Примерно с 1935—1936 г., в связи с появлением специальной фанеры на водостойком клее из синтетических смол, за границей начали применять клееные распорные конструкции с фанерной стенкой.

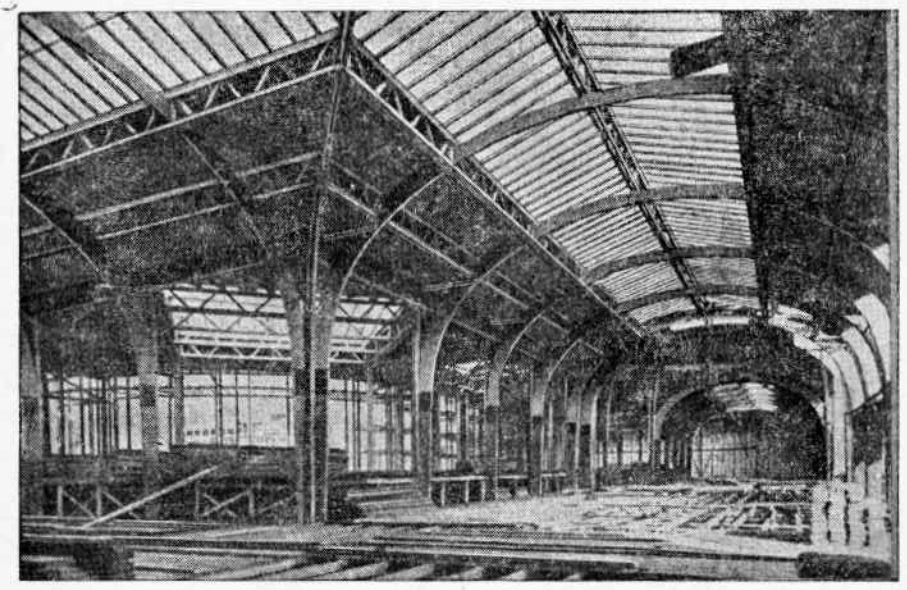


Рис. 111. Клееные рамы (пролетом 18 *м*) выставочного павильона, построенного в Берне в 1914 г.

Примером применения клеефанерных распорных Д. К. служит приведенная на рис. 114 постройка школьного комбината в штате Вашингтон (США). Каркасное здание школы состоит из двенадцати клеефанерных рам пролетом 12,9 *м* и двух рам пролетом 18,3 *м*, опертых на бетонные фундаменты.

Для восприятия распора применены стальные затяжки, проходящие под полом.

Все ограждения этого здания выполнены из клеефанерных щитов.

У нас распорные клеефанерные Д. К. пока еще не нашли практического применения.

На рис. 115 приведен поперечный разрез[1] проекта сборного утепленного складского здания, несущая конструкция которого состоит из клеефанерных арок коробчатого сечения на клее ЦНИПС. Расстояние между арками—3 *м*. Нагрузка постоянная равна 181 *кг/м*, временная (снег)—180 *кг/м*.

По длине дуги арка разбита на четыре монтажных блока (рис. 116). Стыки блоков в четвертях пролета, предусмотренные лишь в целях облегчения дальней транспортировки, осуществляются при помощи двух пар натяжных болтов. Растягивающее усилие передается с поясов на болт при помощи бруска из

[1] Проект разработан в 1939—1940 гг. кафедрой деревянных конструкций Военно-инженерной академии им. В. В. Куйбышева.

квадратного железа; брусок вставлен в прямоугольное гнездо пояса арки, усиленного в этом месте.

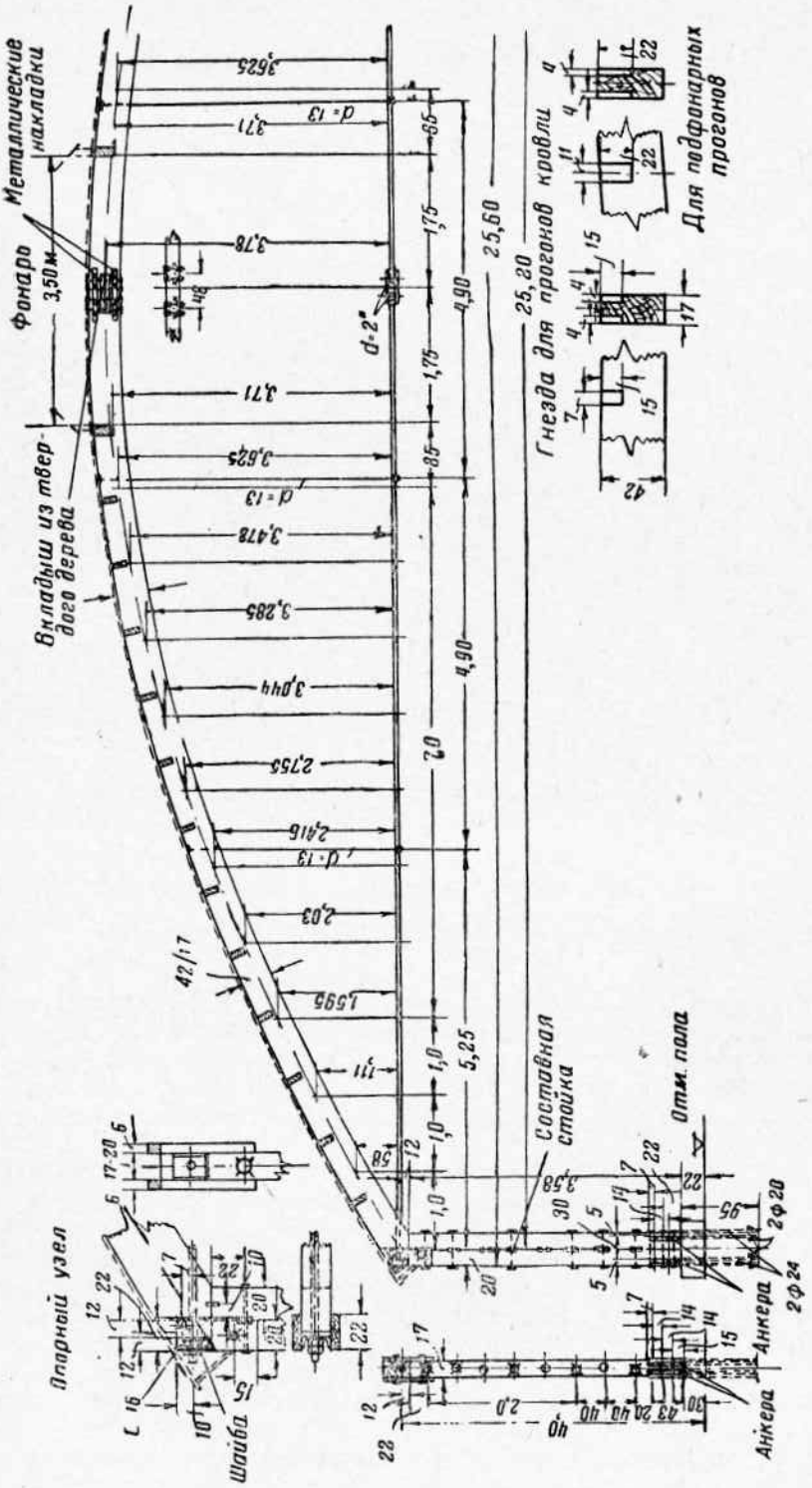


Рис. 112. Клееная двухшарнирная арка пролетом 25,2 м

Сжимающее усилие в месте стыка передается торцовым упором досок пояса.

Поперечная сила воспринимается двумя дубовыми штырями.

Зная момент M и нормальную силу N в месте стыка, можно определить усилие в болте:

$$N_б = \frac{1}{2}\left(\frac{M}{e\xi} - \frac{N}{2}\right),$$

где e—расстояние между осями верхнего и нижнего болтов, которое с достаточной точностью может быть принято за плечо внутренней пары сил.

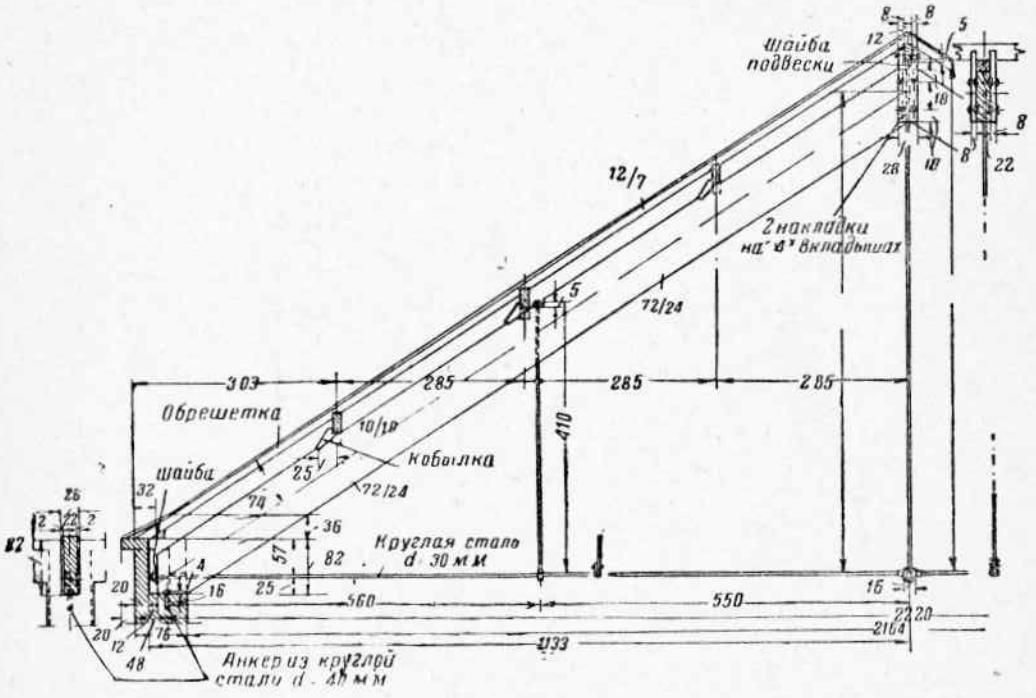


Рис. 113. Клееная трехшарнирная арка пролетом 22,4 *м*

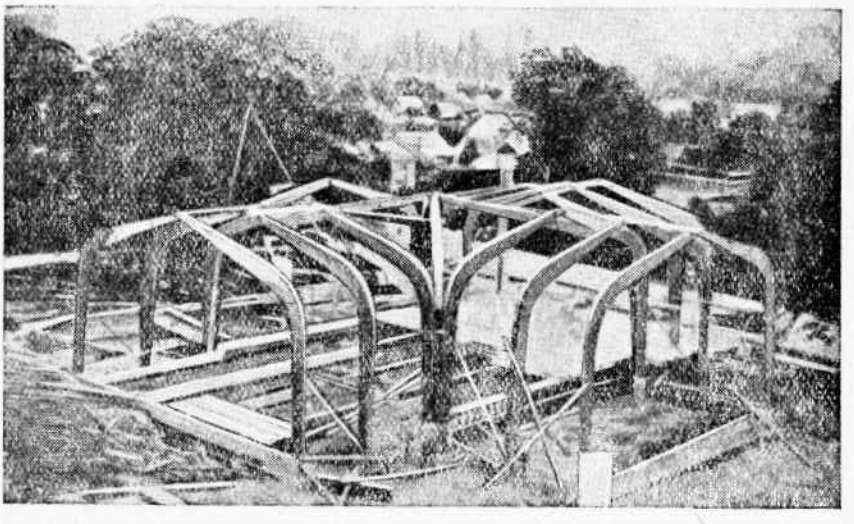


Рис. 114. Клееные рамы здания школьного комбината

Стык арки в середине ее длины перекрыт деревянной накладкой, соединенной с каждой полуаркой двумя парами болтов. Накладка проверяется на изгибающий момент, действующий в коньке арки; нормальная сила в стыке передается торцовым упором поясов арки.

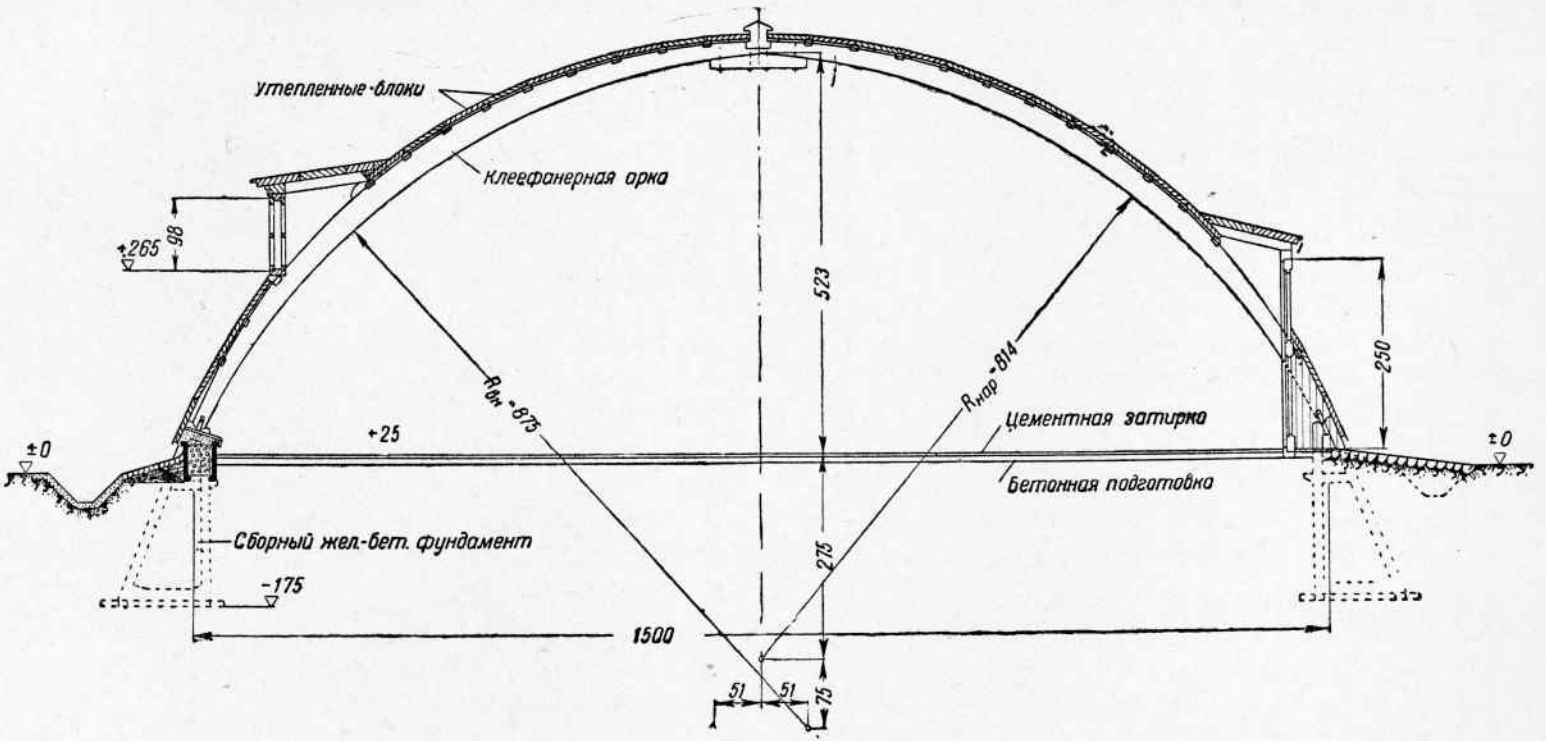


Рис. 115. Проект сборно-разборного утепленного складского здания пролетом 15 *м*

Растягивающее усилие в крайней паре болтов при положительном моменте M в коньке арки приближенно определяется из выражения:

$$N_{2б} = \frac{M}{a},$$

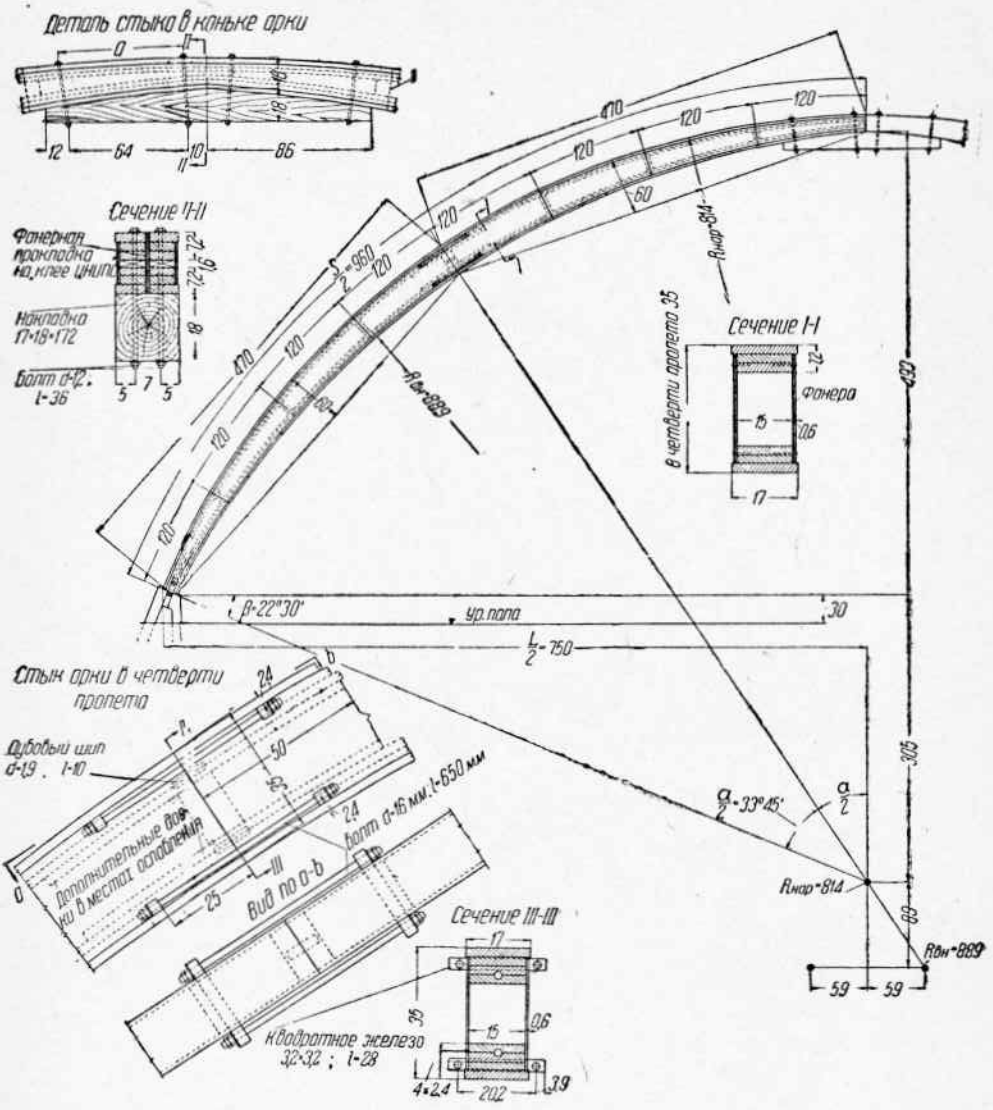


Рис. 116. Детали сборно-разборной клеефанерной арочной Д. К. для утепленного складского здания пролетом 15 *м*

где a — расстояние между соседними болтами по длине полунакладки. При отрицательном моменте средняя пара болтов работает на растяжение:

$$N'_{2б} = \frac{M'}{a},$$

где M' — момент, изгибающий арку в месте расположения крайней пары болтов. Для восприятия больших сдвигающих усилий, возникающих при такой конструкции стыка, сечение коньковой части арки усилено фанерной прокладкой на клее ЦНИПС.

§ 22. ОСОБЕННОСТИ ИЗГОТОВЛЕНИЯ И МОНТАЖА СПЛОШНЫХ РАСПОРНЫХ Д. К.

А. Трехшарнирные арки Деревягина

Балки на пластинчатых нагелях, предназначаемые для устройства арок, в отношении способа изготовления, строительного подъема и требований к качеству материала аналогичны обычным балкам Деревягина.

Длина балок назначается с припуском на обрезку в опорном и коньковом узлах; обрезка начинается с опорного узла и производится по шаблону.

Изготовление арок производится на бойке, на котором расчерчиваются оси и контуры арки. По этой разметке изготовляются шаблоны для деревянных частей и проверяются размеры металлических деталей.

При небольшом количестве изготовляемых конструкций шаблоном может служить первая арка, изготовленная и уложенная на бойке.

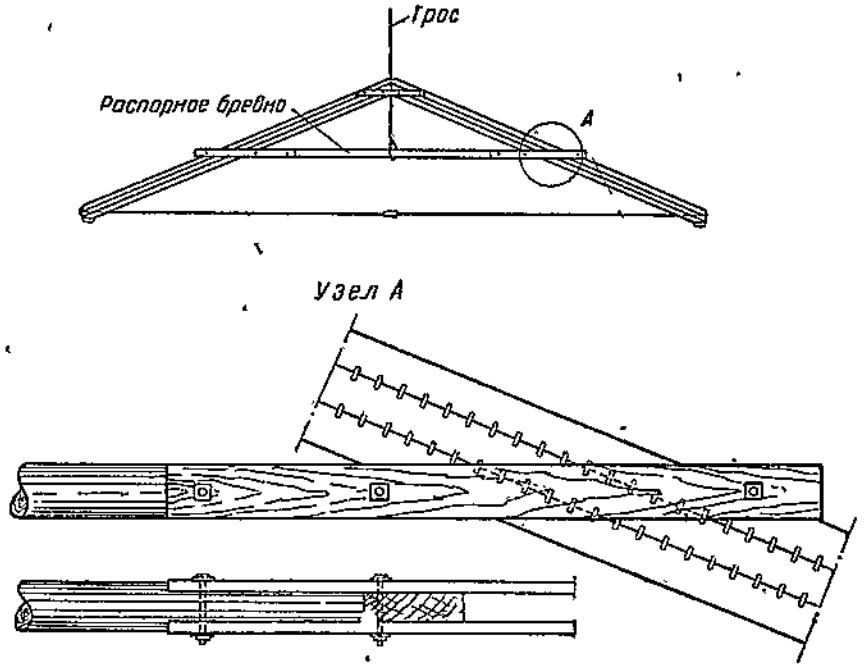


Рис. 117. Подъем трехшарнирной арки системы Деревягина

Примыкание балок в узлах должно быть плотным, и если обрезанная по шаблону балка не дает плотного без зазора примыкания, то производится дополнительная пригонка или пропиливание сомкнутых балок по плоскости их соприкасания (так называемая приторцовка). Отверстия для болтов, стягивающих брусья балок, должны быть (на 2—3 *мм*) бо́льшего, чем у болтов, диаметра. Болты закладываются с выпуклой стороны балок. Опорные узлы обмазываются суперобмазкой или силикатобмазкой и обертываются толем. Металлические детали заранее окрашиваются.

Монтаж арок может производиться следующими способами:

а) монтаж со стационарных или передвижных лесов, на которые арки поднимают в разобранном виде; на площадке лесов арки собирают в горизонтальном положении около места их установки, после чего их кантуют в вертикальное положение;

б) монтаж путем подъема непосредственно с земли при помощи передвижного копра, стрелы или других подъемных приспособлений.

Для подъема арок применяется подъемно-распорное бревно (рис. 117), длина которого равна примерно половине пролета арки. Подъемный трос привязывается за середину бревна.

После установки арок на опоре они немедленно раскрепляются прогонами кровли и крестовинами или монтажными связями.

Б. Арки Делорма и арки Эми

Косяки для арок Делорма должны изготовляться, как правило, заводским путем, обеспечивающим точность и стандартность изготовления. Лесоматериал должен быть воздушно-сухим. Учитывая опасность разрушения косяков от разрыва поперек волокон, необходимо отбраковывать все сердцевинные доски.

Доски для арок Эми должны удовлетворять требованиям, предъявляемым ко второй и третьей категориям деревянных элементов, поскольку наличие больших сучков может привести к надлому доски в процессе ее выгибания. Лучшие по качеству доски нужно расположить во внешних слоях пакета, где возникают максимальные напряжения при изгибе арки под нагрузкой. Средние слои, расположенные ближе к нейтральной оси, менее напряжены, и для них можно применять доски, соответствующие требованиям третьей категории.

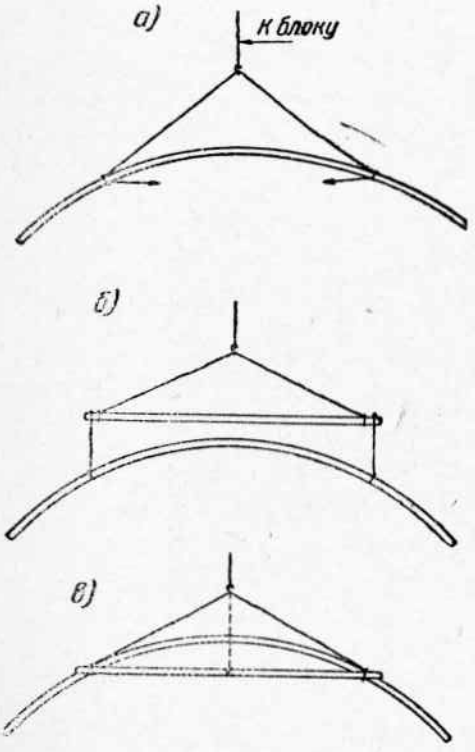


Рис. 118. Схема захвата гибких арок при подъеме

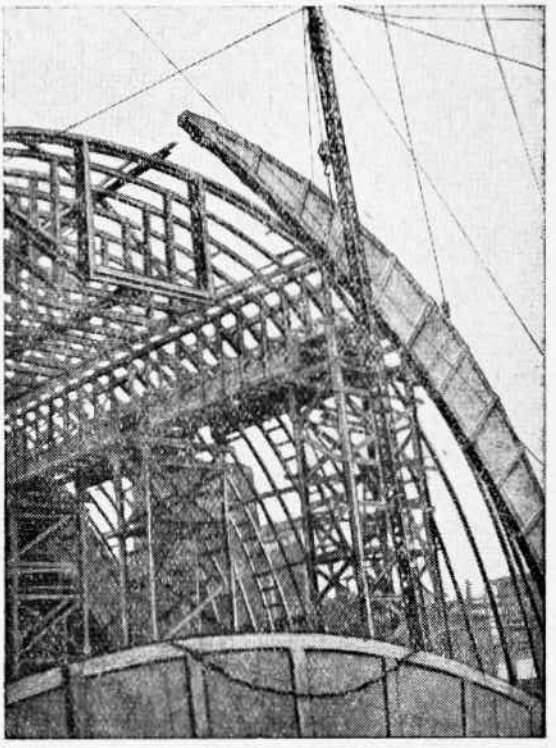


Рис. 119. Подъем трехшарнирной арки с перекрестной стенкой при помощи стрелы

Сборка арок Делорма производится на бойке, на котором расчерчивается внешний контур арки. Особое внимание обращается при этом на плотную приторцовку косяков. Сборка арок Делорма возможна также на приподнятой площадке передвижных лесов непосредственно у места установки.

Сборка арок Эми может производиться следующими способами:

а) Сборка на бойке, где по вычерченному внутреннему контуру арки устанавливают (по направлению радиуса арки) ваймы, аналогичные ваймам, применяемым при сборке верхнего пояса сегментных ферм (см. раздел второй, гл. IV). При сборке арок Эми также следует обращать особое внимание на плотную приторцовку досок в стыках. Разбивка гвоздей производится по шаблону; гвозди забиваются нормально к поверхности арки с выпуклой стороны по направлению к центру ее. Нагели и болты должны входить в гнезда плотно без всяких зазоров, однако не расклинивая их. Опиливание концов арки у опор производится в ваймах, на бойке по шаблону, соответственно форме опорного узла.

б) Сборка на стационарных или передвижных лесах (в вертикальном положении), имеющих поверху криволинейное очертание, соответствующее форме арки.

в) Сборка на площадке передвижных лесов (в горизонтальном положении, как на бойке) непосредственно у места установки.

Монтаж собранных внизу, на бойке арок Делорма и Эми может производиться (ввиду того, что они характеризуются обычно небольшим весом) при помощи простейших подъемных приспособлений: передвижных копров, стрелы и т. д.

Захват арки подъемным тросом должен осуществляться в двух точках, расположенных несколько выше центра тяжести арки; рекомендуется применение захватной траверсы или распорного бруса (рис. 118, *б* и *в*) во избежание деформации гибкой арки под действием сжимающей силы, возникающей от наклонных концов тросов (рис. 118, *а*).

В. Трехшарнирные и двухшарнирные арки и рамы

Требования к качеству материала для рассматриваемых конструкций те же, что и для соответствующих гвоздевых балок. Изготовление этих арок и рам производится на бойке, на котором расчерчиваются оси и контуры конструкции.

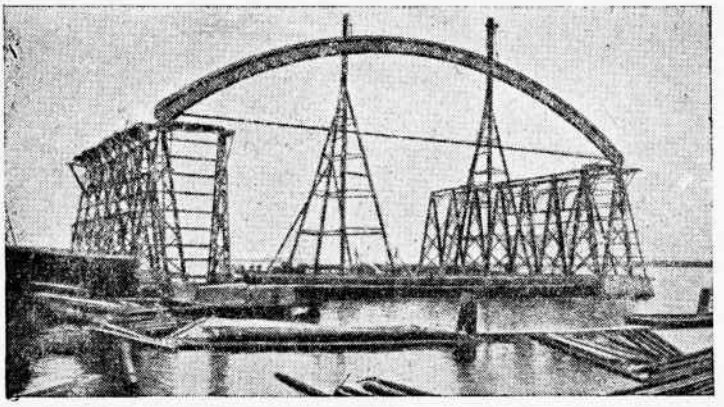


Рис. 120. Подъем двухшарнирной арки с перекрестной стенкой при помощи двух копров

При гнутых поясах сборку выполняют в ваймах. Опорные и коньковые (в трехшарнирных схемах) узлы опиливаются по шаблону.

Разбивку гвоздей производят по шаблонам, соответственно каждому участку гвоздевого забоя. Во избежание ошибок количество шаблонов различной разбивки гвоздей должно быть ограничено (не более двух-трех шаблонов).

Монтаж трехшарнирных и двухшарнирных арок и рам осуществляется так же, как монтаж соответствующих сквозных конструкций (см. раздел второй).

На рис. 119 показан момент подъема половины трехшарнирной арки с перекрестной стенкой для склада пролетом 32 *м*. Подъем производится при помощи металлической стрелы вращением арки в ее плоскости около опоры. На рисунке внизу видна приготовленная для такого же подъема вторая половина арки.

На рис. 120 приведен монтаж двухшарнирных арок со сплошной перекрестной стенкой для ангара гидросамолетов (см. рис. 103). Установка арок производится при помощи двух больших копров.

РАЗДЕЛ ВТОРОЙ

ПЛОСКИЕ СКВОЗНЫЕ Д. К.

ГЛАВА I

ОСНОВНЫЕ ФОРМЫ СКВОЗНЫХ БАЛОЧНЫХ И РАСПОРНЫХ Д. К. В ПОКРЫТИЯХ

§ 23. ОБЩАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА СКВОЗНЫХ Д. К.

А. Классификация сквозных Д. К.

Основные, нормальные схемы сквозных Д. К. с их характеристикой даны в табл. 8.

Б. Надежность сквозных Д. К.

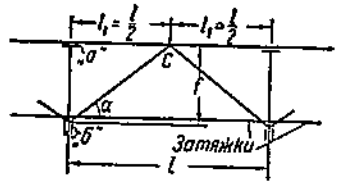
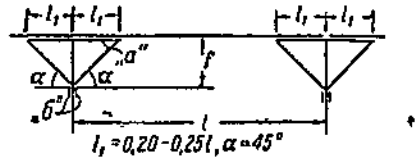
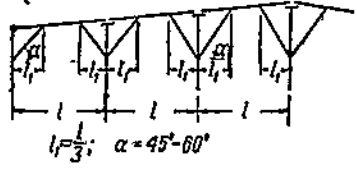
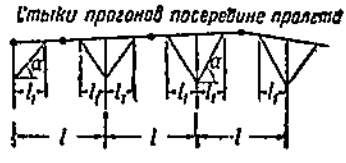
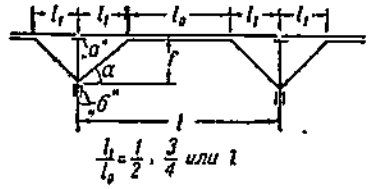
Отличительной особенностью сквозных Д. К. является то, что общий коэфициент запаса сквозной конструкции определяется надежностью наиболее слабого из ее элементов, разрушение которого влечет за собой разрушение всей конструкции. Это полностью справедливо для статически определимых сквозных систем и в значительной мере может быть распространено на сквозные статически неопределимые системы, осуществляемые в дереве обычно с одним, редко—с бо́льшим числом лишних стержней. Остающиеся целыми после разрушения какого-либо одного стержня элементы хотя и образуют неизменяемую систему, но, будучи рассчитаны в предположении статической неопределимости, получают в большинстве случаев при новой расчетной схеме весьма значительные перенапряжения, что ведет к разрушению конструкции.

Отсюда, как следствие, вытекает необходимость повышенных требований к материалу и производству работ по изготовлению сквозных конструкций, особенно в части растянутых элементов и сопряжений, работающих на скалывание.

К о э ф и ц и е н т з а п а с а любой несущей сквозной Д. К. в покрытиях, получаемый при обычном испытании ее статической нагрузкой[1], должен быть не менее двух ($k_s \geqslant 2$) по отношению к полной расчетной нагрузке.

---

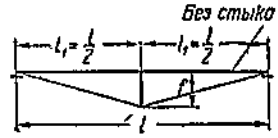
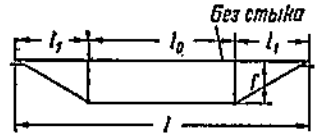
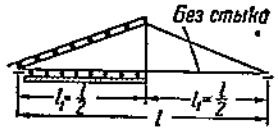
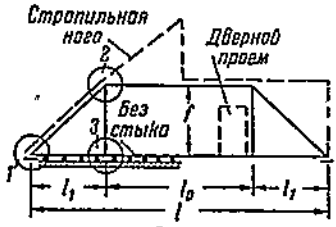
[1] Здесь в противоположность испытаниям конструкций долговременной нагрузкой имеется в виду обычный метод кратковременного, в течение нескольких суток, испытания с выдерживанием конструкции под нагрузкой до затухания деформаций (для каждой из ступеней ее за исключением ступеней, близких к разрушающим).

№ п/п	Название и краткая характеристика	Схема	Области применения (звездочкой отмечены конструкции, рекомендуемые к применению в условиях военного времени)
1	2	3	4
	1. Простейшие комбинированные системы из бревен и брусьев а) Подкосные системы		
1	Одноподкосная система, как правило, с короткой подбалкой *а* и бобышками *б* при монолитной стойке; преимущественно с затяжкой. Конструкция построечного изготовления		Применяется преимущественно в покрытиях зданий простейшего типа (навесов, пакгаузов и т. п.) при местной передаче нагрузки от кровли, а также в разного рода вспомогательных сооружениях
2а*	Трапецоидально-подкосная система, как правило, с подбалкой *а* и бобышками *б* при монолитной стойке; условия изготовления аналогичны схеме 1	Стыки прогонов только над стойками 	Применяется в покрытиях (преимущественно холодных) и перекрытиях зданий простейшего типа (навесов, пакгаузов, складов, амбаров и т. п.) при местной передаче нагрузки
2б*	В облегченных конструкциях (схемы 2б и 2в) покрытий военного времени — с непосредственной врубкой подкосов в прогон и стойку	Стыки прогонов только над стойками 	В своих разновидностях (схемы 2б и 2в) широко применяется в покрытиях малопролетных промышленных зданий военного времени
2в*		Стыки прогонов посередине пролета 	
3*	Ригельно-подкосная система, как правило, с короткой подбалкой *а* и бобышками *б* — при монолитной стойке; условия изготовления аналогичны схеме 1	Стыки прогонов только над стойками 	Применяется преимущественно в перекрытиях зданий простейшего типа (складских и т. п.) при местной передаче нагрузки

характеристика плоских сквозных Д. К.

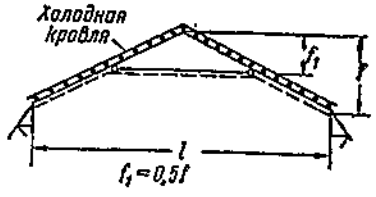
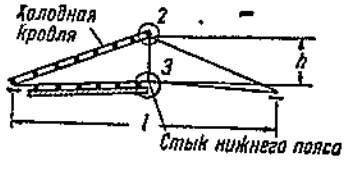
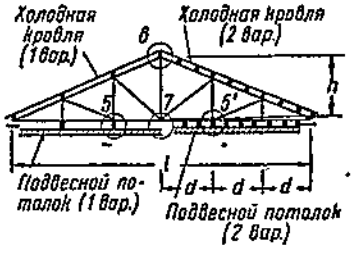
Таблица 8

Основной тип сопряжения	Геперальные размеры			Расстояние между фермами в покрытиях (и перекрытиях) в м	Предельные значения нагрузки в кг/м	Технико-экономические показатели		Примечания
	пролет в м	$\frac{h}{l}$	$\frac{f}{l}$			коэффициент собственного веса $k_{с.в}$	затрата металла (в % от веса фермы) $k_м$	
5	6	7	8	9	10	11	12	13
Врубки (лобовые и др.), болты, скобы	4—8	—	$\frac{1}{4}$—1	2—6	200—1 800	12—8	1,5—2,5 (с деревянной затяжкой)	Схемы № 1—8 относятся к содержанию гл. II
То же	4—7	—	$\frac{1}{5}$—$\frac{1}{4}$	1,5—6	200—1 800	9—7	1,5—2,5	
То же	4—7	—	$\frac{1}{3}$—$\frac{1}{1,7}$	1,5—6	200—1 800	9—6	1,5—2,5	Технико-экономические показатели даны без опор—стоек
То же	4—7	—	$\frac{1}{3}$—$\frac{1}{1,7}$	1,5—6	200—1 800	9—6	1,5—2,5	
То же	4—8 (при наличии длинного леса до 10—12 м)	—	$\frac{1}{4}$—$\frac{1}{3}$	1,5—6	200—1 800	9—7	1,5—2,5	

№ п/п	Название и краткая характеристика	Схема	Области применения (звездочкой отмечены конструкции, рекомендуемые к применению в условиях военного времени)
1	2	3	4
	б) Шпренгельные системы		
4	Треугольная (№ 4) и трапециевидная (№ 5) сборно-разборные шпренгельные конструкции построечного, а при выполнении из брусьев — и заводского изготовления с металлической подпружной цепью		Применяются в качестве прогонов (при наличии под ними достаточных габаритов) и подкрановых балок (в зданиях и сооружениях временного назначения); дают рациональный и надежный способ усиления дефектных монолитных и составных балок*
5		 $\frac{l_1}{l_0}=\frac{1}{2};\frac{3}{4}$ и 1	
6	в) Подвесные системы Треугольная (№ 6) и трапециевидная (№ 7) подвесные конструкции, как правило, с металлическими подвесками построечного изготовления; при выполнении из брусьев возможна заводская заготовка отдельных частей		Применяются для зданий небольшой ширины в чердачных решениях покрытий с железной, этернитовой, шиферной или черепичной кровлей и подвесным потолком при местной передаче нагрузки от них; дают способ усиления дефектных балок (монолитных и составных) при наличии над ними необходимых габаритов; трапециевидная система пригодна в качестве конструкции для несущих перегородок*
7		 $\frac{l_1}{l_0}=\frac{1}{2}$, $\frac{3}{4}$ или 1	

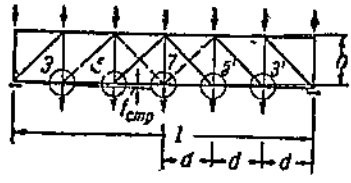
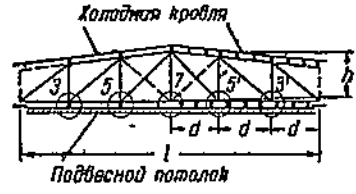
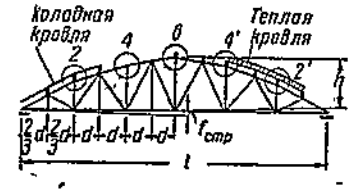
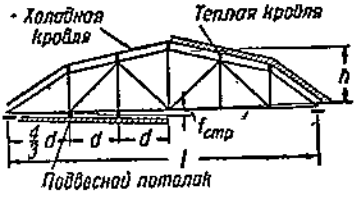
Продолжение

Основной тип сопряжения	Генеральные размеры: пролет в *м*	Генеральные размеры: $\frac{h}{l}$	Генеральные размеры: $\frac{f}{l}$	Расстояние между фермами в покрытиях) и перекрытиях) в *м*	Предельные значения нагрузки в *кг/м*	Технико-экономические показатели: коэффициент собственного веса $k_{с.в}$	Технико-экономические показатели: затрата металла (в % от веса фермы) $k_м$	Примечания
5	6	7	8	9	10	11	12	13
Простейшие врубки, металлические тяжи и детали	4—8	—	$\frac{1}{7}$—$\frac{1}{4}$	1,5—6	400—1 800	8—6	20—25	Усиление шпренгелем балок составного сечения с перекрестной или фанерной стенкой возможно при любых пролетах этих балок (до 15 *м*)
То же	4—8 (при наличии длинного леса до 10—12 *м*)	—	$\frac{1}{8}$—$\frac{1}{6}$					
То же	4—8	—	$\frac{1}{6}$—$\frac{1}{4}$	1,5—6	300—1 800	9—5,5	5—7	
То же	6—8 (при наличии длинного леса до 10—12 *м*)	—	$\frac{1}{6}$—$\frac{1}{3}$					

№ п/п	Название и краткая характеристика	Схема	Области применения (звездочкой отмечены конструкции, рекомендуемые к применению в условиях военного времени)
1	2	3	4
8	г) Треугольная система с распоркой; условия изготовления аналогичны схемам 6 и 7		Применяется для холодных покрытий в простейших зданиях небольшой ширины в случае необходимости использования габарита под конструкцией (см. пунктир) и при наличии возможности передачи распора на стены (контрфорсы)
	2. Балочные фермы		
9*	а) Брусчатые и бревенчатые деревянные и металло-деревянные фермы Простейшая треугольная ферма с монолитными элементами из бревен или брусьев с подвеской (бабкой); конструкция построечного изготовления		Применяется для зданий небольшой ширины в чердачных решениях покрытий с железной, этернитовой и тому подобными кровлями и подвесным потолком, при нагрузке от них, приложенной по всей длине верхнего и нижнего поясов
10*	Треугольная ферма с монолитными элементами из бревен или брусьев с раскосной решеткой и, как правило, с металлическими стойками-тяжами (смешанное металло-деревянное решение); конструкция построечного изготовления		Применяется для однопролетных зданий и в чердачных решениях покрытий с железной, этернитовой и тому подобными кровлями и подвесным потолком с местной или узловой передачей нагрузки от них

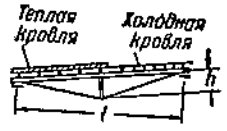
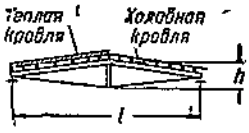
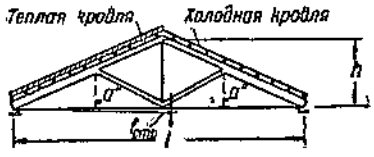
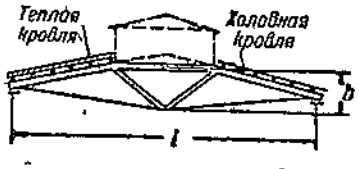
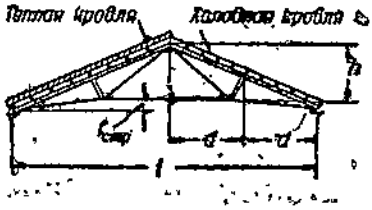
Продолжение

Основной тип сопряжения	Генеральные размеры			Расстояние между фермами в покрытиях (и перекрытиях) в м	Предельные значения [нагрузки в кг/м²	Технико-экономические показатели		Примечания
	пролет в м	$\frac{h}{l}$	$\frac{f}{l}$			коэффициент собственного веса $k_{с.в}$	затрата металла (в % от веса фермы) $k_{ж}'$	
5	6	7	8	9	10	11	12	13
Простейшие врубки, болты и скобы	5—10	—	$\frac{1}{5}—\frac{1}{3}$	1,0—2,5	100—600	10—7	1,5—2,5	
Лобовые врубки, болты; отдельные узлы, в частности—средние, в схемах 10, 11 и 12 могут осуществляться по типу узлов Гау (с подушками)	5—10	$\frac{1}{5}—\frac{1}{3}$	—	1,0—2,5	100—800	7—5,5	10—12	Схемы № 9—25 относятся к содержанию гл. III
То же	5—15	$\frac{1}{5}—\frac{1}{4}$	—	1,5—4,5	300—1 800	6—4,5	15—20	

№ п/п	Название и краткая характеристика	Схема	Области применения (звездочкой отмечены конструкции, рекомендуемые к применению в условиях военного времени)
1	2	3	4
11	Ферма с параллельными поясами, с монолитными элементами из бревен или брусьев, с раскосной решеткой (в крайних панелях—с восходящими раскосами, в средних—с перекрестными) и металлическими стойками-тяжами (смешанное металло-деревянное решение); конструкция построечного изготовления		Применяется преимущественно для чердачных решений покрытий с плоской крышей и подвесным потолком при узловой или местной передаче нагрузки
12	Полигональная ферма с монолитными элементами из бревен или брусьев с раскосной решеткой (в крайних панелях с восходящими раскосами, в средних—с перекрестными) и металлическими стойками-тяжами (смешанное металло-деревянное решение); конструкция построечного изготовления		Применяется преимущественно в чердачных решениях покрытий с рубероидной, толевой и тому подобными кровлями и подвесным потолком с местной или узловой передачей нагрузки
13а*	Полигональная ферма с бревенчатыми или брусчатыми поясами, с треугольной решеткой, парными брусчатыми раскосами и металлическими стойками-тяжами; конструкция построечного изготовления; в решениях с поясами из брусьев возможна заготовка отдельных элементов на заводе по шаблонам		Применение целесообразно в теплых и холодных покрытиях без подвесного потолка с фонарями верхнего света, этернитовой, железной и тому подобными кровлями, а также в фермах с надстройками (аналогично схемам 41, 42, см. ниже); возможно применение в покрытиях с подвесным потолком; во всех случаях — при узловой передаче нагрузки
13б*			Схема 13б рекомендуется к применению в условиях военного времени

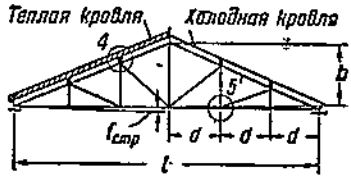
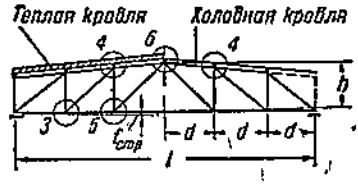
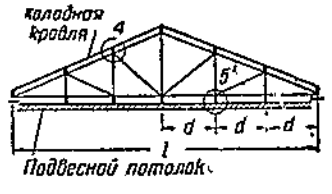
Продолжение

Основной тип сопряжения	Генеральные размеры			Расстояние между фермами и покрытиях (и перекрытиях) в м	Предельные значения нагрузки в кг/м	Технико-экономические показатели		Примечания
	пролет в м	$\frac{h}{l}$	$\frac{f}{l}$			коэффициент собственного веса $k_{с.в}$	затрата металла (в % от веса фермы) $k_м$	
5	6	7	8	9	10	11	12	13
Лобовые врубки, болты; отдельные узлы, в частности—средние—в схемах 10, 11 и 12 могут осуществляться по типу узлов Гау (с подушками)	8—15	$\frac{1}{6}$	—	1,5—4	400—1 000	6—4,5	15—20	
То же	8—15	$\frac{1}{6}$	—	1,5—4	300—1 800	5,5—4	15—20	
Трехлобовое решение узлов, лобовые врубки, болты	10—24	$\frac{1}{6}$	—	3—6	300—1 200	4—3	15—20	При брусчатых поясах и малых пролетах ферма согласно схеме 13 может быть целиком собрана на заводе и доставлена на постройку в готовом виде
То же	10—21							

№ п/п	Название и краткая характеристика	Схема	Области применения (засадочной отмечены конструкции, рекомендуемые к применению в условиях военного времени)
1	2	3	4
14*	Металло - деревянные фермы различного очертания с верхним поясом составного сечения из брусьев на пластинках Деревягина и металлическими растянутыми элементами из круглого железа; сборно-разборные конструкции заводского изготовления		Применимы для холодных и теплых покрытий (в частности, для покрытий типовых секций промзданий 9×6; 12×6; 15×6) 18×6) без подвесного потолка, с фонарями верхнего света и без них; схемы 14, 15, 17— под кровли из рулонных материалов (рубероид, толь и т. п.), схема 16—под железную, этернитовую и тому подобные кровли при местной передаче нагрузки от кровли на верхний пояс
15*			
16*			
17*			
18	Треугольная металло-деревянная ферма типа Полонсо с верхним поясом составного сечения из брусьев на пластинках Деревягина и с металлическими растянутыми элементами из круглого железа; сборно-разборная конструкция заводского изготовления		Применима для холодных и теплых покрытий без подвесного потолка с железной, этернитовой и тому подобными кровлями при местной передаче нагрузки на верхний пояс

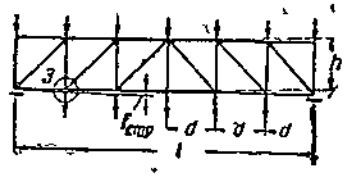
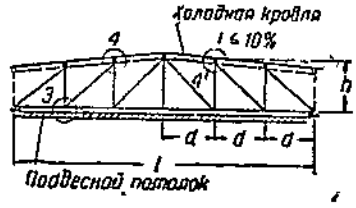
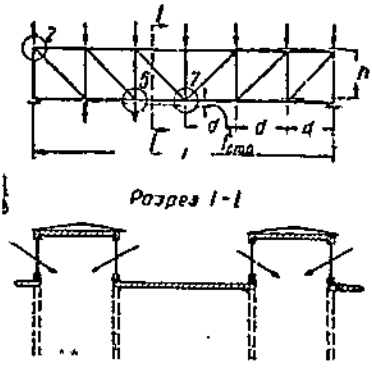
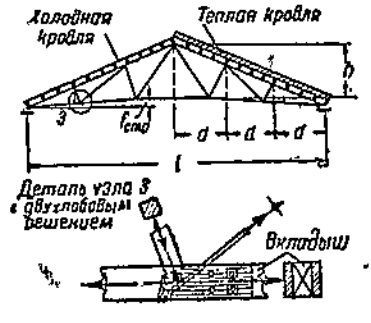
Продолжение

Основной тип сопряжения	Генеральные размеры: пролет в м	Генеральные размеры: $\frac{h}{l}$	Генеральные размеры: $\frac{f}{l}$	Расстояние между фермами в покрытиях (и перекрытиях) в м	Предельные значения нагрузки в кг/м	Технико-экономические показатели: коэффициент собственного веса $k_{с.в}$	Технико-экономические показатели: затрата металла (в % от веса фермы) $k_м$	Примечания
5	6	7	8	9	10	11	12	13
Дубовые пластинчатые нагели, болты	9—12 (до 15 м при длинномерном лесе)	$\frac{1}{7}$—$\frac{1}{6}$	—	1,5—6	200—1 200	4,0—3,5	20—25	а) При применении конструкций согласно схемам 14—17 включительно для покрытий типовых ячеек промзданий пролеты их принимаются соответственно: l=8,75 для секции 9 м, l=11,75 — для секции 12 м, l=14,75 — для секции 15 м, l=17,75 — для секции 18 м; б) в схеме 16 возможно устройство подвесного потолка, для чего делаются дополнительные подвески q
То же	То же	$\frac{1}{6{,}5}$—$\frac{1}{6}$	—					
То же	12—18	$\frac{1}{5}$—$\frac{1}{4}$	—					
То же	12—18	$\frac{1}{6{,}5}$—$\frac{1}{6}$	—	1,5—6	200—1 200	3,5—3,0	30—35	
То же	8—24	$\frac{1}{5}$—$\frac{1}{4}$	—	1,5—6	200—1 200	4,0—3,5	25—30	

№ п/п	Название и краткая характеристика	Схема	Области применения (звездочкой отмечены конструкции, рекомендуемые к применению в условиях военного времени)
1	2	3	4
	б) Брусчато-дощатые фермы		
19	Треугольная безметалльная ферма с составными элементами из брусьев, с раскосной решеткой (обязательно с нисходящими раскосами); на ножничных врубках — только заводского изготовления (или на строительном дворе); при трехлобовом решении — конструкция построечного изготовления; в последнем случае не исключена возможность заготовки отдельных элементов на заводе по шаблонам		Применение целесообразно только в условиях внешних воздействий, вызывающих сильную коррозию металла и безвредных для дерева, для холодных и теплых покрытий с шиферной, этернитовой и тому подобными кровлями при узловой передаче нагрузки на верхний пояс
20	Полигональная безметалльная ферма с восходящими раскосами; в отношении условий изготовления — аналогична схеме 19		Применяется в условиях, аналогичных схеме 19, при рубероидной, толевой и тому подобных кровлях
21	Треугольная металло-деревянная ферма с составными элементами из брусьев с раскосной решеткой (обязательно с нисходящими раскосами) и металлическими стойками-тяжами; конструкция построечного изготовления; возможна заготовка отдельных элементов на заводе по шаблонам		Применяется как основной тип конструкции в чердачных решениях покрытий однопролетных зданий с железной, этернитовой и тому подобными кровлями и с подвесным потолком при узловой передаче нагрузки

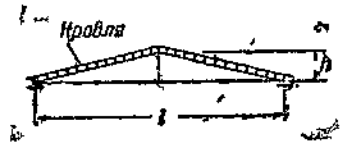
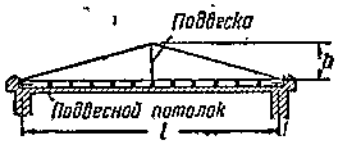
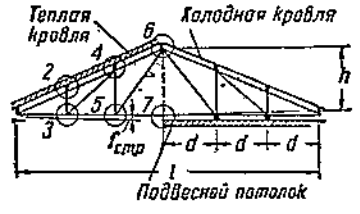
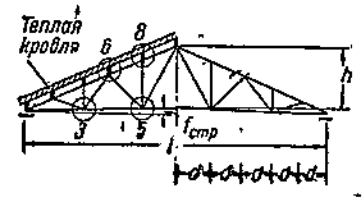
Продолжение

Основной тип сопряжения	Генеральные размеры: пролет в м	Генеральные размеры: $\frac{h}{l}$	Генеральные размеры: $\frac{f}{l}$	Расстояние между фермами в покрытиях (и перекрытиях), в м	Предельные значения нагрузки в кг/м	Технико-экономические показатели: коэффициент собственного веса $K_{c.в}$	Технико-экономические показатели: затрата металла (в % от веса фермы) $K_м$	Примечание
5	6	7	8	9	10	11	12	13
Ножничные врубки или трехлобовое решение узлов с вкладышами на дубовых нагелях и дубовые нагели	8—18	$\frac{1}{5}—\frac{1}{3}$	—	3—6	300—1 200	5,5—4,5	2,5—4,0	Фермы согласно схемам 19—25 включительно при малых пролетах могут быть целиком собраны на заводе и доставлены на постройку в готовом виде
То же	8—18	$\frac{1}{6}$	—	3—6	300—1 200	5—4	2,5—4,0	
Трехлобовое решение узлов с вкладышами на нагелях из круглого железа	10—24	$\frac{1}{5}—\frac{1}{4}$	—	2—4,5	600—1 800	5,5—4,5	15—20	

№ п/п	Название и краткая характеристика	Схема	Области применения (звездочкой отмечены конструкции, рекомендуемые к применению в условиях военного времени)
1	2	3	4
22	Металло-деревянная ферма с параллельными поясами с составными элементами из брусьев, с раскосной решеткой (с восходящими раскосами) и металлическими стойками; условия изготовления аналогичны схеме 21		Применяется преимущественно в качестве главной несущей фермы; основное решение для чердачных покрытий с плоской крышей и подвесным потолком при узловой передаче нагрузки
23	Полигональная металло-деревянная ферма с составными элементами из брусьев, с раскосной решеткой (с восходящими раскосами) и металлическими стойками-тяжами; условия изготовления аналогичны схеме 21		Условия применения аналогичны схеме 21 при рубероидной, толевой и тому подобных кровлях
24	Металло-деревянная «светопрозрачная» ферма с параллельными поясами, с составными элементами из брусьев, с раскосной решеткой (нисходящими металлическими раскосами и деревянными стойками); конструкция построечного изготовления (возможно использование металлических деталей заводского производства — чугунных вкладышей и др.)		Применяется в теплых и холодных покрытиях с кровлей из рулонных материалов в качестве «светопрозрачного» прогона — стенки фонаря при вынужденно-ограниченных строительных габаритах
25	Треугольная металло-деревянная ферма с составными элементами из брусьев (досок) с раскосной решеткой (восходящими металлическими раскосами и деревянными стойками); условия изготовления аналогичны схеме 21		Применяется в холодных и теплых покрытиях зданий небольшой ширины без подвесного потолка с железной, этернитовой и тому подобными кровлями, при местной передаче нагрузки на верхний пояс

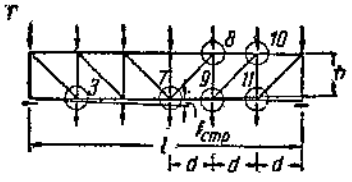
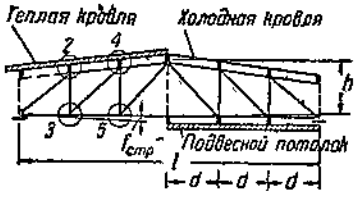
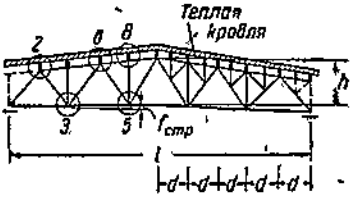
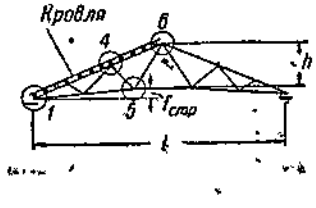
Продолжение

Основной тип сопряжения	Генеральные размеры: пролет в м	Генеральные размеры: $\frac{h}{l}$	Генеральные размеры: $\frac{f}{l}$	Расстояние между фермами в покрытиях (и перекрытиях) в м	Предельные значения нагрузки в кг/м	Технико-экономические показатели: коэффициент собственного веса $k_{с.в}$	Технико-экономические показатели: затрата металла (в % от веса фермы) $k_м$	Примечания
5	6	7	8	9	10	11	12	13
Трехлобовое решение узлов с вкладышами на нагелях из круглого железа	10—18	$\frac{1}{6}$	—	От сближенной расстановки ферм вплотную до 6,0 м	400—1 500	6—4,5	15—20	
То же	10—24	$\frac{1}{6}$	—	2—4,5	600—1 800	5—4	15—20	
Узлы на специальных чугунных, сосновых или дубовых вкладышах; нагели из круглого железа; болты	12—24	$\frac{1}{6}—\frac{1}{4}$	—	2—6	300—1 600	6—4,5	30—35	
Упрощенное «двухлобовое» решение узлов с вкладышами на нагелях; нагели из круглого железа, болты	8—15	$\frac{1}{5}—\frac{1}{4}$	—	1,5—4,5	200—1 000	4,0—3,75	18—25	

№ п/п	Название и краткая характеристика	Схема	Области применения (звездочкой отмечены конструкции, рекомендуемые к применению в условиях военного времени)
1	2	3	4
	в) Дощатые фермы на кольцевых шпонках		
26	Простейшая треугольная ферма (так называемая «тавровая балка») пригодна как для построечного изготовления (на зубчатых кольцевых шпонках), так и для заводского (на гладких кольцевых шпонках); при малых пролетах возможна заводская сборка и доставка на место постройки готовых ферм на кольцевых шпонках обоих видов; при наличии подвесного потолка устройство подвески обязательно		Применимы для зданий небольшой ширины с холодной и теплой кровлей из рулонных материалов (рубероид, толь); возможно устройство подвесного потолка, прикрепляемого непосредственно к нижнему поясу фермы (схема 27)
27			
28	Треугольная ферма с раскосной решеткой (раскосы, как правило, восходящие); при выполнении на гладких кольцевых шпонках относится к числу сборных конструкций заводского изготовления; при осуществлении на зубчатых кольцовых шпонках принадлежит к числу построечных. При наличии подвесного потолка устраивается со средней (показано пунктиром) металлической стойкой-подвеской		Применима для теплых и холодных покрытий с железной, этернитовой и тому подобными кровлями, с подвесным потолком и без него
29	Треугольная ферма с треугольной решеткой; в отношении методов изготовления аналогична ферме по схеме 28		Применима для холодных и теплых покрытий без подвесного потолка, с железной, этернитовой и тому подобными кровлями

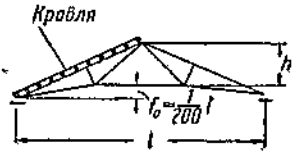
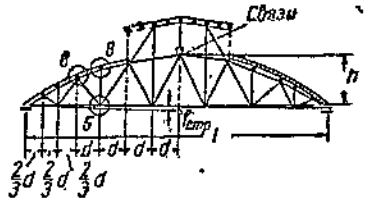
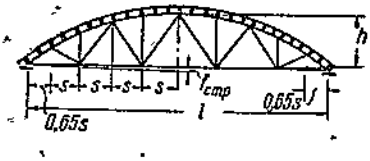
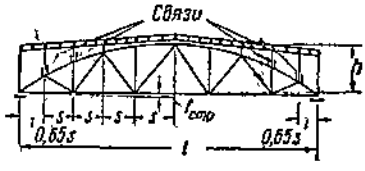
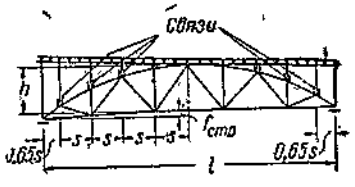
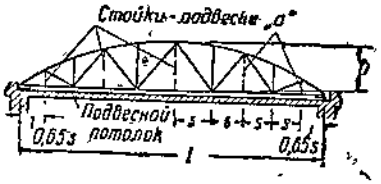
Продолжение

Основной тип сопряжения	Генеральные размеры: пролет *м*	Генеральные размеры: $\frac{h}{l}$	Генеральные размеры: $\frac{f}{l}$	Расстояние между фермами в покрытиях (и перекрытиях) в *м*	Предельные значения нагрузки в *кг/м*	Технико-экономические показатели: коэффициент собственного веса $k_{с.в}$	Технико-экономические показатели: затрата металла (в % от веса фермы) $k_м$	Примечания
5	6	7	8	9	10	11	12	13
Зубчатые и гладкие кольцевые шпонки (см. также схемы гвоздевых ферм)	5—10	$\frac{1}{10}$	—	0,8—2,0	100—600	12—5,5	2—4	Схемы 26—43 относятся к гл. IV
Зубчатые и гладкие кольцевые шпонки	10—18	$\frac{1}{5}$—$\frac{1}{4}$	—	С подвесным потолком 2—4,5 *м*; без подвесного потолка 3—6 *м*	600—1 800 300—1200	5,5—4,5	4—9	Схема с нисходящими раскосами нецелесообразна ввиду трудности (в этой схеме) решения на кольцевых шпонках узлов *6* и *7*
То же	10—30	$\frac{1}{5}$—$\frac{1}{4}$	—	3—6	300—1 200	5,5—4	4—9	

№ п/п	Название и краткая характеристика	Схема	Области применения (звездочкой отмечены конструкции, рекомендуемые к применению в условиях военного времени)
1	2	3	4
30	Ферма с параллельными поясами и раскосной решеткой (с нисходящими раскосами); в отношении методов изготовления аналогична ферме по схеме 28		Применима преимущественно в качестве прогона; пригодна для плоской крыши; допускает нагрузку по нижнему поясу
31	Ферма полигональная или с параллельными поясами и раскосной решеткой (с восходящими раскосами); в отношении методов изготовления аналогична ферме по схеме 28		Для теплых и холодных покрытий с кровлей из рулонных материалов
32	Полигональная ферма с треугольной решеткой; возможно устройство верхних шпренгелей при часто расставленных прогонах кровли и в фермах больших пролетов; методы изготовления аналогичны ферме по схеме 28		Для теплых и холодных покрытий с кровлей из рулонных материалов, без подвесного потолка
	г) Дощатые фермы на гвоздях и нагелях		
33*	Простейшая треугольная ферма (так называемая «тавровая балка»), по схемам аналогичная фермам 26, 27; конструкция построечного изготовления	См. схемы 26 и 27	См. выше текст к схемам 26 и 27
34	Треугольная ферма с треугольной решеткой и переменной (убывающей к опорам) длиной панели; конструкция построечного изготовления		Для сооружений второстепенного назначения с холодной кровлей (железной, толевой, этернитовой и т. п.) при небольших пролетах и местной передаче нагрузки на верхний пояс

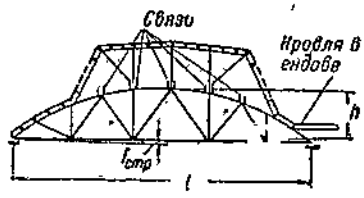
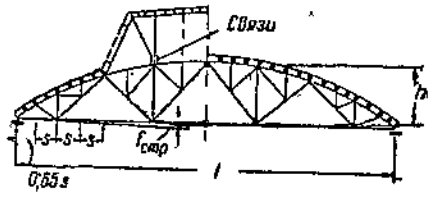
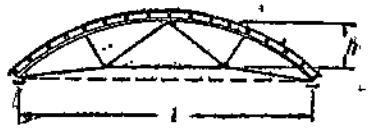
Продолжение

Основной тип сопряжения	Генеральные размеры: пролет в м	Генеральные размеры: $\frac{h}{l}$	Генеральные размеры: $\frac{f}{l}$	Расстояние между фермами в покрытиях (и перекрытиях) в м	Предельные значения нагрузки в кг/м	Технико-экономические показатели: коэффициент собственного веса $k_{с.в}$	Технико-экономические показатели: затрата металла (в % от веса фермы) $k_м$	Примечание
5	6	7	8	9	10	11	12	13
Зубчатые и гладкие кольцевые шпонки; в крайних панелях возможно трехлобовое решение узла на вкладышах	10—18	$\frac{1}{6}$	—	От сближенной парной расстановки до 6,0 м	400—1 500	7—4,5	4—9	
То же	10—24	$\frac{1}{6}$	—	С подвесным потолком 2—4,5 м; без подвесного потолка 3—6 м	600—1 800 300—1 200	5,0—4,0	4—9	
Зубчатые и гладкие кольцевые шпонки	12—30	$\frac{1}{6}$	—	3—6	300—1 200	5,0—4,0	4—9	
Гвозди	5—10	$\frac{1}{10}$	—	0,8—2,0	100—600	12—5,5	2—4	
То же	8—12	$\frac{1}{5}$—$\frac{1}{4}$	—	1,1—2,5	100—500	8—5	5—7	

№ п/п	Название и краткая характеристика	Схема	Области применения (звездочкой отмечены конструкции, рекомендуемые к применению в условиях военного времени)
1	2	3	4
35	Треугольная ферма типа «Полонсо» с простой решеткой		См. выше текст к схеме 34
36	Полигональная сегментная ферма с верхним поясом из «косяков» с треугольной деревянной жесткой решеткой. Возможна заготовка на строительном заводе и транспортировка фермы по частям		Применение целесообразно в покрытиях с фонарями верхнего света и этернитовой, железной и тому подобными кровлями, а также в фермах с надстройками (см. ниже схемы 38, 39) во всех случаях при узловой передаче нагрузки. В возможном решении узлов и стыков на дубовых нагелях применима как безметаллическая конструкция
37*	Сегментные фермы с криволинейным гнутым верхним поясом, очерченным по кругу (при больших пролетах — по параболе), с треугольной деревянной решеткой; принадлежит к числу конструкций построечного изготовления		Область оптимального применения — цилиндрические покрытия с теплой кровлей из рулонных кровельных материалов при нагрузке, равномерно-распределенной по верхнему поясу; применима в покрытиях с холодной кровлей; широко применяется в подмостях и кружалах мостов, арочных и купольных ж.-б. покрытий и т. п. Возможно, но значительно менее целесообразно (с экономической, конструктивной и архитектурной точек зрения) применение в односкатных (38) и двускатных (39) покрытиях
38			
39			
40*	В покрытиях с подвесным потолком (тип 40) система решетки дополняется стойками-подвесками *а* (деревянными или металлическими)*		Применяется в чердачных решениях покрытий с подвесным потолком и холодной кровлей (по одной из схем 37—39)

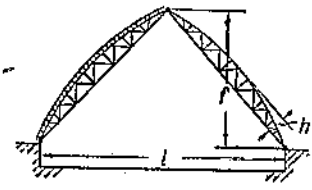
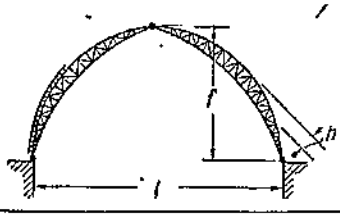
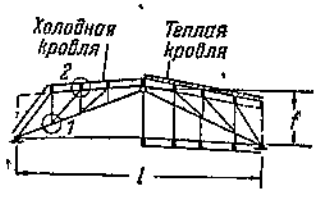
Продолжение

Основной тип сопряжения	Генеральные размеры			Расстояние между фермами в покрытиях (и перекрытиях) в м	Предельные значения нагрузки в кг/м	Технико-экономические показатели		Примечания
	пролет в м	$\frac{h}{l}$	$\frac{f}{l}$			коэффициент собственного веса $K_{с.в}$	затрата металла (в % от веса фермы) $K_м$	
5	6	7	8	9	10	11	12	13
Гвозди	8—12	$\frac{1}{5}-\frac{1}{4}$	—	1,0—2,5	100—500	7—4	4—6	
Гвозди, нагели из круглого железа, болты; в безметалльном решении дубовые нагели	10—24	$\frac{1}{7}-\frac{1}{6}$	—	3—6	300—1 200	4,0—3,0	7—9 м; в безметалльном решении 2,5—4,0 м	
Гвозди, нагели из круглого железа и болты	10—30	$\frac{1}{7}-\frac{1}{6}$	—			3,5—2,5	9—12	(схема 37)
				3—6	300—1 200	8—4	12—17	(схемы 38—39)
				2—4,5	600—1 800	4—3	10—15	(схема 40)

№ п/п	Название и краткая характеристика	Схема	Области применения (звездочкой отмечены конструкции, рекомендуемые к применению в условиях военного времени)
1	2	3	4
41	Возможно решение с фонарем, при наличии которого (так же как и в схемах 38 и 39) особое внимание необходимо обращать на обеспечение связями устойчивости верхнего пояса от выпучивания из плоскости фермы в пределах фонаря		С широкими фонарями верхнего света преимущественно в многорядовых покрытиях
42	При больших пролетах—со ширенгельной решеткой		Применяется в указанных выше случаях при значительной величине перекрываемого пролета
43*	Ферма смешанной конструкции с криволинейным гнутым верхним поясом кругового очертания; с металлическими («гибкими») решеткой и нижним поясом; при гвоздевом решении пояса относится к конструкциям построечного изготовления; металлические части могут быть заготовлены на стройзаводе		Применяется в цилиндрических покрытиях преимущественно с теплой кровлей при нагрузке на нее, равномерно распределенной по верхнему поясу
	3. Арки		
44*	Трехшарнирная арка из сегментн. ферм кругового очертания (см. характеристику сегментных ферм—схемы 37—42) с затяжкой или без затяжки—с непосредственной передачей распора опорам; принадлежит к конструкциям построечного изготовления; при небольших пролетах возможен монтаж из полуарок заводского изготовления		Применяется в цилиндричеоких покрытиях с теплой и холодной кровлей из рулонных материалов, при нагрузке от кровли, равномерно-распределенной по верхнему поясу; в отдельных случаях не исключена возможность устройства подвесного потолка; система применима в подмостях и кружалах мостов, арочных ж.-б. покрытий и т. п.

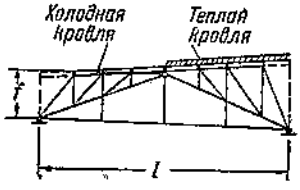
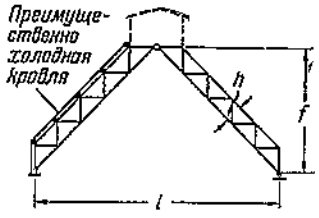
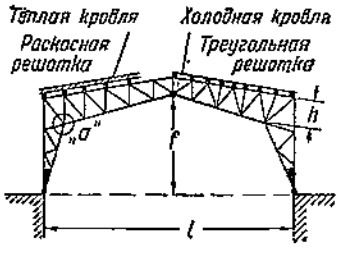
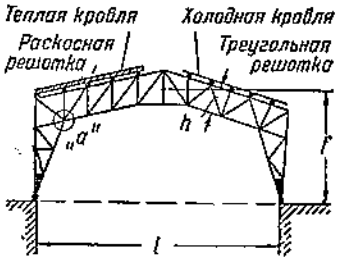
Продолжение

Основной тип сопряжения	Генеральные размеры: пролет в м	Генеральные размеры: $\frac{h}{l}$	Генеральные размеры: $\frac{f}{l}$	Расстояние между фермами в покрытиях (и перекрытиях) в м	Предельные значения нагрузки в кг/м	Технико-экономические показатели: коэффициент собственного веса $k_{с.в}$	Технико-экономические показатели: затрата металла (в % от веса фермы) $k_м$	Примечания
5	6	7	8	9	10	11	12	13
	10—30	$\frac{1}{7}-\frac{1}{6}$	—	3—6	300—1 200	8—4	12—17	(схема 41)
Гвозди, нагели из круглого железа и болты	24—40	$\frac{1}{7}-\frac{1}{6}$	—	3—6	300—1 200	Без фонаря 3,0—2,5 м; с фонарем 7—4 м	9—12 12—17	(схема 42)
Гвозди и болты; для металлических частей—заклепки (или сварка)	10—24	$\frac{1}{7}-\frac{1}{6}$	—	3—6	300—1 200	4—3	30—40	
В основных нормальных решениях — гвозди, нагели из круглого железа, болты; возможна конструкция решетки на врубках по типу Гау с перекрестными раскосами и металлическими стойками-тяжами	15—60	$\frac{1}{25}-\frac{1}{15}$	$\frac{1}{6}-\frac{1}{4}$	2—6	300—1 200	5—3	Без затяжки 7—12; металлическая затяжка 20—25%	Схемы 44—55 включительно относятся к гл. V

№ п/п	Название и краткая характеристика	Схема	Области применения (звездочкой отмечены конструкции, рекомендуемые к применению в условиях военного времени)
1	2	3	4
45*	Трехшарнирная арка стрельчатого очертания из сегментных ферм, в нормальном решении—с передачей распора непосредственно опорам; в производственном отношении аналогична схеме 44		Основная область применения — подъемистые крыши, покрытия складов сыпучих тел при сосредоточенной нагрузке в коньке, с железной, шиферной и тому подобными кровлями (преимущественно холодными) при нагрузке, равномерно-распределенной по верхнему поясу
46	Трехшарнирная арка стрельчатого очертания из серповидных ферм с передачей распора непосредственно опорам; относится к конструкциям построечного изготовления		Дает основное решение плоских конструкций для большепролетных покрытий эллингов, вокзалов и тому подобных сооружений
47	Двухшарнирная серповидная арка с затяжкой или с непосредственной передачей распора опорам; конструкция построечного изготовления; удобна для подъема одним краном или стрелой		Являясь нормальной для деревянных конструкций схемой двухшарнирной сквозной арки, дает хорошее с архитектурной стороны решение в цилиндрических покрытиях с теплой и холодной кровлями из рулонных материалов при нагрузке, равномерно-распределенной по верхнему поясу
48	Трехшарнирная арка из треугольных ферм с раскосной решеткой, с затяжкой и без затяжки — с передачей распора непосредственно опорам; в зависимости от типа сопряжений может быть конструкцией построечного или заводского изготовления		Применяется в двухскатных (схема 48) и односкатных (схема 49) пологих покрытиях (i=5—10%) с теплой и холодной кровлей из рулонных материалов и узловой передачей нагрузки; удобны для устройства бокового света в многопролетных зданиях (выставочных, крытых рынках и т. п.) со ступенчатым решением покрытия; допускают устройство подвесного потолка

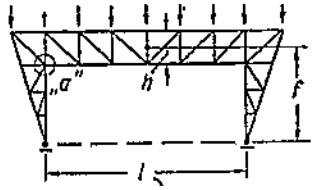
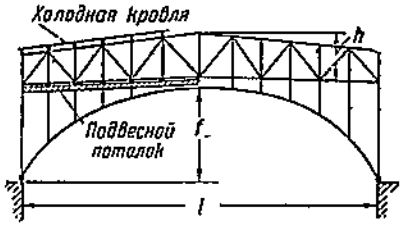
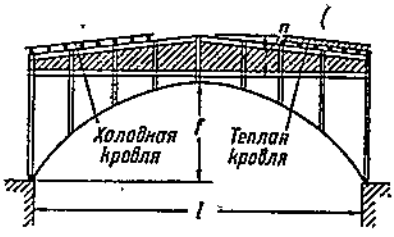
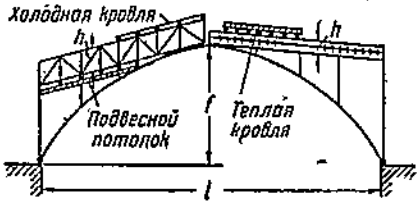
Продолжение

Основной тип сопряжения	Генеральные размеры: пролет в м	Генеральные размеры: $\frac{h}{l}$	Генеральные размеры: $\frac{f}{l}$	Расстояние между фермами в покрытиях (и перекрытиях) в м	Предельные значения нагрузки в кг/м	Технико-экономические показатели: коэфициент собственного веса $k_{с.в}$	Технико-экономические показатели: затрата металла (в % от веса фермы) $k_м$	Примечания
5	6	7	8	9	10	11	12	13
В основных нормальных решениях — гвозди, нагели из круглого железа, болты; возможна конструкция решетки на врубках по типу Гау с перекрестными раскосами и металлическими стойками-тяжами	12—45	$\frac{1}{25}-\frac{1}{15}$	$\frac{1}{4}-\frac{1}{2}$	2—6	200—800	5,5—3,5	6—10	В отдельных случаях не исключена возможность выполнения арки согласно схеме 45 — с ломаным верхним поясом и узлами на кольцевых шпонках
То же	18—75	$\frac{1}{30}-\frac{1}{15}$	$\frac{1}{2}-\frac{1}{3}$	3—6	300—1 000	5,5—3,5	6—10	
То же	15—60	$\frac{1}{30}-\frac{1}{20}$	$\frac{1}{6}-\frac{1}{4}$	2—6	300—1 200	5—3	Без затяжки 5—10; вес металлической затяжки 20—25%	
1) Лобовые врубки с металлическими стойками; 2) трехлобовой упор с вкладышами на нагелях: а) с металлическими стойками-тяжами или б) с деревянными стойками; 3) с зубчатыми кольцевыми шпонками; 4) с гладкими кольцевыми шпонками	10—24	—	$\frac{1}{6}-\frac{1}{5}$	Без подвесного потолка 3—6 м; с подвесным потолком 2—4 м	300—1 200 600—1 800	5,5—4,0	Без металлической затяжки: а) с деревянными стойками 2,0—3,5%; б) с металлическими стойками 14—20%; в) вес металлической затяжки 20—25%	

№ п/п	Название и краткая характеристика	Схема	Области применения (звездочкой отмечены конструкции, рекомендуемые к применению в условиях военного времени)
1	2	3	4
49	См. схему 48		См. схему 48
50	Трехшарнирная арка из ферм с параллельными поясами; в нормальном решении — с передачей распора непосредственно опорам; на зубчатых кольцевых шпонках — конструкция построечного изготовления, на гладких — заводского		Применяется в подъемистых покрытиях, складах сыпучих тел и т. п. с сосредоточенной нагрузкой в коньке; удобна в тех случаях, когда необходимо иметь вверху широкую галлерею для обслуживания склада и при устройстве кровли из материала, требующего прямых скатов (например асбофанеры и т. п.)
	4. Рамы		
51	Трехшарнирная рама с ломаными поясами, с раскосной или треугольной решеткой и с распором, передающимся непосредственно опорам; в производственном отношении аналогична схеме 50		Применима для покрытий летних театров, пакгаузов, выставочных павильонов и т. п. с холодной и теплой кровлей в случае необходимости обеспечить поперечную жесткость здания и использовать габарит помещения у стен
52	Двухшарнирная рама с ломаным ригелем, с раскосной или треугольной решеткой и с распором, передающимся непосредственно опорам; конструкция построечного изготовления		Области применения те же, что и у рамы по схеме 51

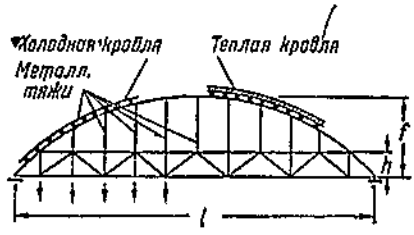
Продолжение

Основной тип сопряжения	Генеральные размеры			Расстояние между фермами в покрытиях (и перекрытиях) в *м*	Предельные значения нагрузки в *кг/м*	Технико-экономические показатели		Примечания
	пролет в *м*	$\frac{h}{l}$	$\frac{f}{l}$			коэффициент собственного веса $k_{c.в}$	затрата металла (в % от веса фермы) $k_м$	
5	6	7	8	9	10	11	12	13
То же, что и в схеме 48	10—24	—	$\frac{1}{6}$ — $\frac{1}{5}$	См. схему 48	См. схему 48	5,5—4,0	См. схему 48	
Зубчатые и гладкие кольцевые шпонки	10—24	$\frac{1}{15}$ — $\frac{1}{9}$	$\frac{1}{3}$ — $\frac{1}{2}$	3—6	300—800	5,5—4	5—9	
То же	10—24	$\frac{1}{10}$ — $\frac{1}{7}$	$\frac{1}{3}$ — $\frac{1}{2}$	3—6	300—1 200	12—6	8—14	В отдельных случаях не исключена возможность применения в схемах 51 и 52 решетки системы Гау (см. гл. V)
Зубчатые кольцевые шпонки	10—18	$\frac{1}{12}$ — $\frac{1}{8}$	$\frac{1}{4}$ — $\frac{1}{2}$	3—6	300—1 200	10—6	8—14	

№ п/п	Название и краткая характеристика	Схема	Области применения (звездочкой отмечены конструкции, рекомендуемые к применению в условиях военного времени)
1	2	3	4
53	Двухшарнирная рама с горизонтальным ригелем и раскосной решеткой		Применима для построечных портальных кранов (бетоноразливных, сборочных и т. п.), для защитных покрытий проездов под канатными дорогами и т. п.
	5. Комбинированные системы		
	а) Распорные системы		
54а	Гибкая арка со сквозной неразрезной фермой жесткости и с передачей распора непосредственно опорам; конструкция построечного изготовления; в случае выполнения фермы жесткости на гладких кольцевых шпонках эта часть может быть изготовлена на заводе		Дает хорошее архитектурное решение для покрытий с верхне-боковым светом по всему периметру здания (выставочные павильоны, крытые рынки и т. п.) с теплой и холодной кровлей; допускает устройство подвесного потолка по нижнему поясу фермы жесткости; возможно безметалльное решение на дубовых пластинчатых (для балки) и цилиндрических (для арки) нагелях
54б	То же со сплошной балкой жесткости		
54в	То же со сквозной фермой или сплошной балкой жесткости, имеющими шарнир в коньке		

Продолжение

Основной тип сопряжения	Генеральные размеры: пролет в *м*	Генеральные размеры: $\frac{h}{l}$	Генеральные размеры: $\frac{f}{l}$	Расстояние между фермами в покрытиях (и перекрытиях) в *м*	Предельные значения нагрузки в *кг/м*	Технико-экономические показатели: коэффициент собственного веса $k_{с.в}$	Технико-экономические показатели: затрата металла (в % от веса фермы) $k_м$	Примечания
5	6	7	8	9	10	11	12	13
Зубчатые кольцевые шпонки	10—18	$\frac{1}{9}$ — $\frac{1}{6}$	$\frac{1}{3}$ — 1	1—6	200—1 600			
Зубчатые и гладкие кольцевые шпонки; гвозди; цилиндрич. нагели (дубовые из круглого железа); болты	10—40	$\frac{1}{25}$ — $\frac{1}{15}$	$\frac{1}{6}$ — $\frac{1}{3}$	Без подвесного потолка 3—6 *м*; с подвесным потолком 2—4,5 *м*	300—1 200	8—3,5	Для решений с металлическими креплениями 12—16%; для безметаллн. (с не раб. мет. элемен.) 2—3%	Бо́льшие значения $k_{с.в}$ относятся к схемам 54б и 54в (правая половина) при небольших пролетах их
Гвозди; цилиндр. нагели (дубовые, из круглого железа); болты					600—1 800			
Зубчатые и гладкие кольцевые шпонки, или пластинчатые нагели, цилиндрические нагели (дубовые, из круглого железа); болты								

№ п/п	Название и краткая характеристика	Схема	Области применения (звездочкой отмечены конструкции, рекомендуемые к применению в условиях военного времени)
1	2	3	4
	б) Безраспорные системы		
55	Гибкая арка с фермой жесткости (ферма Лангера), пояса которой воспринимают распор арки; система внешне статически определима; относится к конструкциям построечного изготовления; при решении фермы жесткости на гладких кольцевых шпонках, последняя может быть изготовлена на заводе		Применима в фронтонах, торцовых частях цилиндрических покрытий—в случае необходимости иметь «свето-прозрачный» торец (например в ангарах и т. п.), для чего подвески делаются из металла

В. Деформации сквозных Д. К.

Как и в сплошных конструкциях, деформации сопряжений сильно сказываются на величине общих деформаций—прогибов сквозных Д. К. в противоположность, например, конструкциям металлическим, прогиб которых в основном определяется упругими деформациями элементов (стержней).

Полная величина прогиба деревянной сквозной конструкции может быть представлена в виде:

$$f = f^{э}_{упр} + f^{св}_{упр} + f^{св}_{ост}, \qquad (1-23)$$

где $f^{э}_{упр}$ — прогиб, вызванный упругими деформациями элементов (стержней);

$f^{св}_{упр}$ — прогиб, являющийся следствием упругих деформаций сопряжений (связей);

$f^{св}_{ост}$ — остаточный прогиб, вызванный неупругими (необратимыми) деформациями сопряжений.

Неупругие деформации обусловливаются, во-первых, «рыхлыми» деформациями связей, неизбежными в пределах тех допусков («люфтов»), которые свойственны некоторым типам сопряжений в зависимости от способов постановки связей, и, во-вторых, неупругими обмятиями древесины в местах сопряжений.

Величина остаточного прогиба очень сильно зависит от качества производства работ. При небрежном выполнении и неплотной пригонке сопряжений остаточные деформации под расчетной нагрузкой могут значительно превысить величину упругого прогиба.

Теоретическое определение прогиба сквозной конструкции с учетом (особенно раздельным) упругих и неупругих деформаций сопряжений представляет ряд трудностей в связи с недостаточной изученностью вопроса о величине этих деформаций.

Продолжение

Основной тип сопряжения	Генеральные размеры: пролет в м	Генеральные размеры: $\frac{h}{l}$	Генеральные размеры: $\frac{f}{l}$	Расстояние между фермами в покрытиях (и перекрытиях) в м	Предельные значения нагрузки в кг/м	Технико-экономические показатели: коэффициент собственного веса $k_{с.в}$	Технико-экономические показатели: затрата металла (в % от веса фермы) $k_м$	Примечания
5	6	7	8	9	10	11	12	13
Зубчатые и гладкие кольцевые шпонки, гвозди, цилиндрические нагели (дубовые, из круглого железа), болты	10—40	$\frac{1}{30}-\frac{1}{20}$	$\frac{1}{7}-\frac{1}{5}$	От сближенной, парной расстановки до 6 м	200—1 600	5—3,5	14—20% (с метал-лическими тяжами)	Генеральные размеры и прочие показатели фермы Лангера в настоящей таблице даны применительно к конструкциям покрытий. В этом же разрезе здесь, в противоположность мостам, рекомендуется схема с острым опорным узлом. Данные для фермы Лангера в приложении ее к мостам и эстакадам — см. ниже, раздел пятый, гл. III

Для приближенного определения прогиба можно воспользоваться известным выражением:

$$f_{km} = \sum \overline{N}_k \delta_m S; \qquad (2-23)$$

здесь $\overline{N}_k$ — усилие в n-м элементе системы от силы, равной единице, приложенной в узле k по направлению искомого прогиба этого узла;

$\delta_m S$ — суммарная деформация n-го элемента, вызванная действительной нагрузкой и могущая быть представленной, если не разделять деформацию сопряжений на упругую и остаточную, в виде:

$$\delta_m S = \delta^0_{упр} S + \sum \delta^{ос}, \qquad (3-23)$$

где $\sum \delta^{ос}$ — сумма упругих и неупругих деформаций в сопряжениях на всей длине стержня.

Имея в виду, что

$$\delta^0_{упр} = \frac{N_0}{EF},$$

где N_0 — усилие в n-м элементе от действительной нагрузки, а E и F — модуль упругости и площадь сечения этого элемента, и подставляя значение $\delta_m S$ в выражение (2—23), получаем:

$$f_{km} = \sum \overline{N}_n \left(\frac{N_0 S}{EF} + \sum \delta^{ос} \right). \qquad (4-23)$$

Выражение (4—23) можно привести к обычной форме, введя понятие о «приведенной» площади сечения, если условно принять, что увеличение деформации элемента за счет деформаций сопряжений равносильно уменьшению площади сечения элемента при той же геометрической длине его и модуле упругости материала.

Вынося $\frac{N_0 S}{E}$ за скобки и полагая

$$\frac{1}{F_{прив}} = \frac{1}{F} + \frac{E}{N_0 S} \sum \delta^{ос},$$

получим:

$$f_{km} = \sum \frac{\bar{N}_k N_b S}{EF_{прив}}, \qquad (5—23)$$

где

$$F_{прив} = \frac{F}{1 + \frac{EF}{N_b S} \sum \delta^{ст}} = \frac{F}{1 + \frac{E}{\sigma S} \sum \delta^{ст}}. \qquad (6—23)$$

Ориентировочные приближенные величины деформаций в сопряжениях ($\delta^{ст}$) элементов из воздушно-сухой древесины в защищенных сооружениях могут быть приняты согласно табл. 9. В таблице дана общая (упругая и неупругая) деформация нормально выполненного сопряжения под его расчетной нагрузкой.

Таблица 9

Тип сопряжений	Деформация сопряжений в *мм*
Торец в торец	1,0
На врубках, на гладких кольцевых шпонках и продольных деревянных шпонках	1,5
На зубчатых кольцевых шпонках, поперечных дубовых шпонках, деревянных и металлических нагелях и гвоздях	2,0
Примыкание поперек волокон	3,0

Для полусухой древесины расчетные величины деформаций табл. 9 увеличиваются на 50%.

Выражениями (5—23) и (6—23) можно пользоваться только в тех случаях, когда в элементах в течение всего процесса загружения усилия не меняют знака. Для построения линий влияния они не пригодны, так как при знакопеременной работе элементов нарушается закономерность и непрерывность деформации и, следовательно, не может быть в полной мере приложен принцип независимости действия сил.

В заключение следует указать, что вопрос о расчете сквозных деревянных конструкций с учетом деформаций в настоящее время почти не разработан и нуждается в дальнейших исследованиях[1].

Для более изученных конструкций ниже приведены полученные при испытаниях величины фактических прогибов f для стадии расчетной и разрушающей нагрузок, могущие служить ориентировочной характеристикой правильно спроектированной и хорошо выполненной конструкции данного типа.

Как показывают наблюдения, величина прогиба сквозной конструкции (как вообще всех деревянных конструкций, в том числе и монолитных[2]) с течением времени возрастает. Это явление носит характер неупругой, необратимой деформации и, следовательно, может быть выражено увеличением последнего члена ($f^{св}_{вст}$) в формуле (1—23). Приращение прогиба происходит, главным образом, в связи с явлениями усушки и пластическими деформациями древесины; оно тем больше, чем выше первоначальная влажность древесины, примененной для изготовления конструкций.

Увеличение прогиба происходит преимущественно в первые один-два года эксплоатации, когда древесина еще не достигла равновесной влажности, когда конструкция покрытия в первый раз загружается полной расчетной нагрузкой (при появлении зимой снеговой нагрузки) и т. п. В последующие годы в нормально работающих конструкциях приращение прогибов, как правило, невелико.

В различное время года, особенно в открытых конструкциях, изменения температуры и влажности окружающей среды, независимо от изменения нагрузки, влияют на величину прогиба, как в сторону увеличения, так иногда и в сторону уменьшения его; при этом с повышением температуры и влажности прогиб увеличивается. Поэтому заключение о действительной величине приращения прогиба в эксплоатируемой конструкции может быть сделано только после годового цикла наблюдений за деформациями.

Установление закономерности деформаций требует не менее двух лет наблюдений.

---

[1] См. например [37].

[2] См. [44].

Вопрос оценки состояния деревянных конструкций по фактическим прогибам их, замеренным при обследованиях конструкций в период эксплоатации, подробно рассматривается в специальных инструкциях[1] и руководствах[2]; там же даются и ориентировочные величины прогибов, могущие служить критерием при этой оценке.

Понижение жесткости сквозных конструкций вследствие деформаций сопряжений и увеличивающихся с течением времени пластических деформаций различно сказывается на работе статически определимых и статически неопределимых конструкций. Тогда, как в конструкциях первой группы деформации системы не отражаются на величине усилий в элементах[3], в конструкциях статически неопределимых эти деформации вызывают перераспределение усилий.

Однако дело не ограничивается только перераспределением усилий, которое произойдет в результате первоначальных деформаций сопряжений (как упругих, так и остаточных) под действием нагрузки и которое можно учесть хотя бы приближенно.

Процесс перераспределения усилий в деревянных статически неопределимых системах продолжается во времени, как вследствие пластических деформаций, так и вследствие усушки в первый период существования конструкции, пока древесина не достигнет состояния равновесной влажности. Так как эти деформации при работе древесины вдоль волокон и под углом различны, то во всех случаях приращение деформаций сопряжений δ^{ce} (а следовательно, и уменьшение $F_{прив}$)[4] для стыков и узлов будет различным, причем в последних оно будет значительнее.

Вследствие этого пластические деформации древесины в статически неопределимых конструкциях вызывают увеличивающуюся с течением времени перегрузку более жестких элементов и разгрузку более податливых.

Эта перегрузка становится особенно опасной в тех случаях, когда система решается на жестких и хрупких сопряжениях.

§ 24. ВЫБОР ОСНОВНОЙ СХЕМЫ СКВОЗНЫХ Д. К.

А. Конструктивная высота

Конструктивная высота является одним из важных факторов при выборе рациональной и надежной схемы сквозной Д. К.

Как было указано выше, деформации сквозных статически определимых конструкций не влияют на величину напряжений в элементах только в том случае, если конструкция полностью соответствует теоретической схеме—наличию шарниров в узлах. В действительности, благодаря несоответствию конструкции этой схеме (вследствие неразрезности поясов, жесткости узлов и пр.) деформации—прогибы статически определимой конструкции будут влиять на величину напряжений в ее элементах. Это влияние особенно сказывается в неразрезных элементах поясов, причем возникающие в них дополнительные напряжения при больших прогибах могут достигнуть значительной величины. В связи с тем, что деревянные конструкции вообще обладают повышенной деформативностью, причем деформации эти тем больше, чем меньше относительная высота $\frac{h}{l}$, последнюю в деревянных конструкциях необходимо назначать больше, чем в конструкциях металлических.

Значительные прогибы конструкции крайне нежелательны и с архитектурной точки зрения.

---

[1] См. [38].

[2] См. [54].

[3] Это положение вполне справедливо для статически определимых систем, отвечающих теоретической схеме их—наличию шарниров в узлах; влияние некоторого несоответствия действительной конструкции теоретической схеме подробнее рассмотрено ниже в п. «А» § 24 и в п. «А» § 25.

[4] См. петит на стр. 185—186.

При назначении конструктивной высоты следует руководствоваться также и экономическими соображениями. Так как при увеличении высоты фермы вес поясов уменьшается, а вес решетки возрастает, то очевидно, что с точки зрения веса самой фермы, не учитывая других факторов, влияющих на экономику строительства в целом, наивыгоднейшей высотой будет такая, при которой суммарный расход материала на пояса и решетку будет минимальным.

В соответствии со сказанным Н и ТУ[1] предлагают назначать конструктивную высоту h (расстояние между осями поясов) сквозных балочных ферм в середине пролета в следующих пределах:

для треугольных ферм $h \geqslant \frac{1}{5} l$,

» ферм с параллельными поясами (прямоугольных) и полигональных (многоугольных) $h \geqslant \frac{1}{6} l$,

для сегментных ферм $h \geqslant \frac{1}{7} l$.

Приведенные соотношения примерно соответствуют оптимальным по экономическим соображениям.

Величины нормальной конструктивной высоты сквозных Д. К. указаны в табл. 8.

Б. Факторы, обусловливающие выбор основной схемы

Выбор основной схемы обусловливается рядом факторов, перечисленных ниже.

1. Условия внешней среды, в которых конструкция будет работать в период эксплоатации (температура и влажность окружающего воздуха, наличие в нем газов, коррозирущих металл, и т. п.), существенно влияют на выбор системы. Так, например, в помещениях с повышенной влажностью наиболее целесообразным и надежным с точки зрения предотвращения возможного загнивания является чердачное решение покрытия с повышенной пароизоляцией подвесного потолка (схемы 21, 23 и др. табл. 8).

При наличии в атмосфере помещения сухого сернистого газа, не действующего на сухую древесину, но коррозирующего металл, для конструкций покрытия следует выбирать безметалльное решение (схемы 19, 20, 36 табл. 8).

2. Условия освещения и аэрации требуют в многопролетных решениях зданий применения схем с фонарями верхнего света (схемы 17, 41 и др. табл. 8).

В трехпролетном здании возможно в этом случае использование схем 48 и 49 табл. 8, при поперечном разрезе здания, изображенном на рис. 247 гл. V настоящего раздела. «Светопрозрачное» решение конструкции может быть осуществлено по схеме 24 табл. 8.

3. Габаритные требования обусловливают выбор схемы, наиболее им отвечающей. Характерным примером соответствия конструкции специфическим габаритным условиям является применение подъемистых трехшарнирных арок (схемы 45, 50 табл. 8) для складов сыпучих материалов (см. рис. 252 гл. V настоящего раздела). При жестко ограниченной строительной высоте помещения неприменимы, например, шпренгельные системы (схемы 4, 5, 14 табл. 8).

4. Масштаб сооружения и размеры перекрываемого пролета ограничивают определенными пределами применимость отдельных форм сквозных деревянных конструкций. Так, например, фермы на лобовых врубках (схемы 10, 12, табл. 8) в покрытиях с подвесным потолком могут быть рационально использованы при пролетах, не превышающих 15—16 *м*. При пролетах более 35 *м* применение балочных ферм любого очертания становится нецелесообразным и возникает необходимость перехода к арочным системам (схемы 44—47 табл. 8 и рис. 255 гл. V настоящего раздела).

[1] См. [1].

5. Вопросы выбора материала кровли и очертания несущей конструкции покрытия тесно связаны между собой.

Железная, этернитовая и тому подобные кровли применимы лишь в схемах, обладающих достаточным уклоном верхнего пояса; в частности, среди балочных ферм этому условию удовлетворяют фермы треугольного очертания (схемы 6, 8, 16, 18 и др. табл. 8). Фермы сегментные и полигональные с малым уклоном верхнего пояса неизбежно требуют устройства кровли из рулонных материалов (схемы 13, 31, 37 и др. табл. 8).

6. Характер нагрузки и способ передачи ее на ферму существенно влияют на выбор схемы конструкции. Например, в чердачных решениях покрытий при наличии подвесного потолка наиболее пригодными оказываются треугольные фермы на врубках с металлическими стойками-тяжами (схемы 10, 21, табл. 8). В треугольных фермах с подвесным потолком несколько затрудняется в эксплоатации осмотр опорных узлов; в связи с этим при конструировании подвесного потолка и кровли следует обеспечивать необходимые минимальные габариты для доступа к опорным узлам.

Условием оптимального использования сегментной фермы является случай местной передачи нагрузки от кровли на верхний пояс по всей длине последнего (схема 37, табл. 8).

7. При выборе сквозных конструкций, пригодных для заводского изготовления, следует ориентироваться на индустриальные типы, к которым могут быть отнесены: металло-деревянные фермы (схемы 14—18 табл. 8), фермы на гладких кольцевых шпонках (схемы 26—32 табл. 8) и т. п. В условиях строительства, пользующегося местным лесом и не располагающего средствами механизации (как-то: переносным электрифицированным инструментом и пр.) и специальными металлическими креплениями (например, зубчато-кольцевыми шпонками и т. п.) приходится применять типы конструкций, рассчитанные на кустарное изготовление из круглого леса или досок простейшим ручным инструментом (например, конструкции согласно схемам 1—3, 7, 9, 33, 35 и др. табл. 8).

8. Архитектурные требования в покрытиях зданий с открытыми несущими конструкциями должны являться одним из условий, определяющих выбор схемы. Примером хорошего соответствия последней таким требованиям может служить распорная комбинированная система по схеме 54 табл. 8 (см. также рис. 268 гл. V настоящего раздела).

9. Способ сопряжения непосредственно влияет на выбор системы решетки. Так, например, сопряжения на врубках, могущих работать только на сжатие, требуют применения раскосной решетки с растянутыми стойками и сжатыми раскосами: нисходящими—в треугольных фермах (схемы 10, 21 табл. 8) и восходящими—в фермах с параллельными поясами и в фермах полигональных[1] (схемы 12, 22, 23 табл. 8).

В фермах на кольцевых шпонках (схемы 29, 32 табл. 8) и на гвоздях (схемы 34, 35 табл. 8), допускающих знакопеременную работу прикрепляемых в узлах элементов, возможно применение как раскосной, так и треугольной решетки с любым направлением раскосов.

10. Особенности работы отдельных форм сквозных деревянных конструкций, так же как и способ сопряжений, оказывают влияние на выбор схемы решетки. В сегментных и треугольных фермах характер общих деформаций таков, что кривая прогибов дает значительное приращение ординат в узлах, ближайших к опорам. В связи с этим в крайних панелях благодаря неразрезности поясов возникают дополнительные напряжения, возрастающие с уменьшением длины крайней панели.

Деформации опорных узлов, решенных с многостепенной передачей усилия, увеличивая прогиб, повышают и величину этих напряжений, наличие

---

[1] В последних двух схемах знакопеременная работа решетки в средних панелях существенно осложняет конструирование ферм, которое оказывается все же возможным только благодаря незначительной величине усилий в работающих знакопеременно элементах решетки.

которых особенно неблагоприятно отражается на работе нижнего растянутого пояса. Поэтому длину крайних панелей в сегментных и треугольных фермах следует делать возможно большей и выбирать схему решетки, позволяющую довести длину крайних панелей до возможного максимума.

*В строительстве военного времени следует применять Д. К., наиболее отвечающие условиям и особенностям этого строительства.

К таким конструкциям относятся простейшие конструкции из бревен и брусьев на лобовых врубках, простейшие металло-деревянные фермы, гвоздевые конструкции и т. п.

Типы конструкций, рекомендуемые[1] к применению в условиях военного времени, отмечены в табл. 8 звездочкой (схемы 2, 3, 9, 10, 13б, 14, 16, 17, 33, 37, 40, 43, 44, 45); не рекомендуется применять в этих условиях конструкции со сложными соединениями, как-то: фермы на ножничных врубках (схемы 19, 20), фермы на гладких кольцевых шпонках (схемы 26—32, 48—51, 54, 55 табл. 8) и т. п. *

В. Нерациональные формы сквозных Д. К.

К нерациональным схемам прежде всего относятся конструкции с недостаточной, пониженной против нормальной, высотой. Отрицательное влияние пониженной высоты особенно резко сказывается в статически неопределимых системах. При расчете последних с учетом только упругих деформаций элементов действительная степень заделки (защемления) конструкции на опорах может оказаться значительно меньшей благодаря влиянию деформаций в сопряжениях. В связи с этим произойдет перегрузка пролетных частей, которая будет увеличиваться с течением времени под влиянием пластических деформаций и усушки. Эта перегрузка появится и будет расти и в том случае, если первоначально конструкция будет рассчитана с учетом деформаций сопряжений.

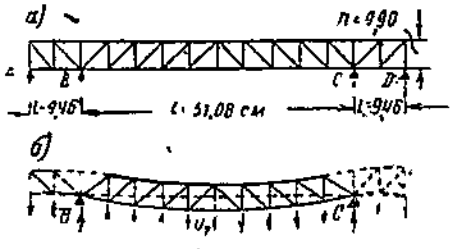


Рис. 121. Нерациональная схема трехпролетной неразрезной надворотной балочной фермы ангара

Примером нерациональной статически неопределимой конструкции, взятым из заграничной строительной практики, может служить трехпролетная неразрезная надворотная ферма ангара (рис. 121, *а*), осуществленная частично на вкладышах типа «Бульдог», частично на врубках и рассчитанная как дважды статически неопределимая система обычным методом,— с учетом только упругих деформаций стержней. Результаты как выбора неудачной схемы деревянной конструкции с заниженной высотой и невыгодным соотношением пролетов, так и расчета ее без учета деформаций сопряжений и влияния усушки не замедлили сказаться: через несколько месяцев прогиб конструкции (включая приданный ей первоначально строительный подъем) посредине достиг 48 *см* или $\frac{f}{l}=\frac{0{,}48}{51{,}0}\approx\frac{1}{106}$! Для предотвращения аварии конструкцию пришлось срочно подпереть стойками и прекратить эксплоатацию ангара до капитального переустройства надворотной фермы.

Анализ действительной работы конструкции показал, что благодаря значительным деформациям сопряжений в примыканиях решетки и явлениям усушки влияние защемления конструкции в крайних пролетах практически отсутствовало (рис. 121, *б*). При этом усилие от расчетной нагрузки, вычисленное в элементе U_7 нижнего пояса, составляло 162 *т* вместо 71 *т* по первоначальному расчету.

В связи с изложенным в капитальных сооружениях недопустимо применение статически неопределимых сквозных деревянных конструкций, осуществленных как целиком, так и частично (что еще хуже) с хрупкими сопряжениями жесткого типа, если в этих конструкциях под воздействием постоянной нагрузки имеют место значительные изгибающие моменты при напряженной работе решетки, как например в рамах, многопролетных неразрезных балочных фермах и т. п.

[1] См. [5] и [6].

Статически неопределимые системы, работающие при загружении их постоянной нагрузкой преимущественно на сжатие (арки, комбинированные системы) или растяжение (висячие комбинированные системы с металлической цепью и деревянной фермой жесткости), выполняемые, как правило, на податливых сопряжениях (гвозди, зубчатые шпонки и т. п.), должны иметь достаточную высоту, указанную в табл. 8.

Примером неудачной системы являются ступенчатые трехшарнирные арки пролетом $l=25$ *м*, схематически изображенные на рис. 122.

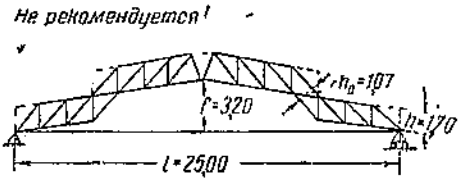


Рис. 122. Неудачная система—трехшарнирная ступенчатая арка

Несмотря, казалось бы, на хорошие технические и экономические показатели[1], ломаное очертание арки с многократной передачей основных, постоянно действующих сил через узловые сопряжения и явно недостаточная фактическая конструктивная высота арок в местах переломов $\left(\frac{h_0}{l}\approx\frac{1}{23}\right)$ привели в натуре благодаря малой жесткости конструкции к значительным деформациям и аварийному состоянию системы.

§ 25. ОБЩИЕ ПРАВИЛА РАСЧЕТА И КОНСТРУИРОВАНИЯ СКВОЗНЫХ Д. К.

А. Расчетные схемы сквозных Д. К. и взаимодействие последних с поддерживающими их частями здания или сооружения

Расчет сквозных Д. К. при нормальной конструктивной высоте их (см. табл. 8) производится в предположении наличия шарниров в узлах.

В случае применения балочных ферм с параллельными поясами, полигональных и сегментных ферм высотой $h\leqslant\frac{1}{9}l$ или треугольных высотой $h\leqslant\frac{1}{7}l$ Н и ТУ предписывают производить точный расчет их с учетом неразрезности поясов, вводя в расчет помимо деформаций элементов также и деформации сопряжений, величины которых могут быть взяты из табл. 9. При этом прогиб ферм под расчетной нагрузкой не должен превышать $\frac{1}{500}l$.

Этот прогиб примерно отвечает средней величине фактического прогиба под расчетной нагрузкой, обычно получаемого при испытаниях балочных ферм нормальной высоты.

Во всех случаях необходимо учитывать при расчете изгибающие моменты, возникающие в элементах сквозных конструкций вследствие внецентренного действия в них основного усилия (например, в конструкциях с криволинейным верхним поясом, схемы 37—47 и др., табл. 8), эксцентричного решения узла, внеузловой передачи нагрузки в пределах панели и т. п.

Расчетный пролет сквозной Д. К. принимается равным расстоянию между точками приложения в ней опорных реакций, совпадающих в обычных случаях с центрами опорных подушек.

Расчет безраспорных (балочных и арочных с затяжкой) конструкций производится в соответствии с теоретической схемой опорных закреплений в предположении неподвижности только одной опоры. Устройство в натуре идеально подвижных и шарнирных опор сильно осложняет конструкцию опорных частей. Учитывая это, в нормальных решениях безраспорных Д. К., пролет которых не превышает 30 *м*, обе опоры делают неподвижными.

Такое устройство опор фермы отразится на поддерживающих ее конструкциях в виде воздействия на них сил, являющихся следствием удлинения нижнего пояса (или затяжки) фермы.

---

[1] Удобное устройство вертикальных ступенчатых фонарей; небольшие усилия в элементах и как следствие экономичные сечения их благодаря тому, что кривая давления проходит между поясами арки.

С увеличением пролета воздействие это будет возрастать. Поэтому при пролетах более 30 *м* рекомендуется устраивать одну из опор подвижной—на катках или в виде качающейся стойки.

В зависимости от опасности местного разрушения ендовы, карниза и других опорных частей здания указанный предельный пролет (30 *м*) в отдельных частных случаях может несколько колебаться в ту или другую сторону.

В конструкциях с металлическими затяжками необходимо учитывать также возможную амплитуду температурных колебаний[1].

При проектировании безраспорных конструкций, неподвижно скрепленных с поддерживающими их частями сооружения (стенами, стойками и т. п.), величина и направление (в обычных случаях—горизонтальное) упомянутых выше сил воздействия конструкции на опоры могут быть найдены путем расчета[2] статически неопределимой системы, образованной конструкцией и поддерживающими ее частями сооружения.

Согласно «Инструкции по проектированию» такой расчет необходимо производить для нормальных решений безраспорных конструкций при пролетах более 30 *м*; для конструкций с повышенным нижним поясом или затяжкой—более 20 *м*.

В тех случаях, когда устройство опорных частей допускает скольжение по опорной плоскости (например в обычном решении—при опирании опорного узла фермы на опорную подушку), расчет поддерживающих опорных частей (стоек, стен и т. п.) следует производить на силу X (взаимодействия между конструкцией и опорой), приложенную в опорных плоскостях и определяемую в предположении неподвижного закрепления фермы на опорах. Если эта сила X окажется меньше силы трения[3] в опорной плоскости, то расчет ведется на силу трения $H_{тр}$:

$$H_{тр} = f_{тр} A = 0{,}6\ A,$$

где A—полная опорная реакция фермы.

При устройстве опор, допускающих скольжение с трением, необходимо предусматривать такую конструкцию, в которой действие сил трения не будет вызывать значительных деформаций и расстройства сопряжений.

Во всех случаях при расчете поддерживающих ферму конструкций (стоек, стен и т. п.) следует учитывать деформации от изменения температуры металлического нижнего пояса или металлической затяжки фермы. Температурные деформации деревянных частей ферм не учитываются.

Разгружающее влияние стоек, стен и тому подобных частей здания или сооружения, поддерживающих безраспорную конструкцию, на работу нижнего пояса или других элементов ее при расчете не учитывается.

Б. Нагрузка сквозных Д. К. и способы передачи ее на конструкции

Постоянные и временные нагрузки при расчете сквозных Д. К. принимаются в соответствии с действующими нормами.

Собственный вес сквозной Д. К. в бесчердачных покрытиях считается полностью приложенным к верхнему поясу.

В конструкциях покрытий, несущих кроме кровли нагрузку, приложенную к нижнему поясу, собственный вес фермы относится наполовину к верхнему, наполовину к нижнему поясу. Предварительное значение собственного веса проектируемой стропильной фермы определяется по формуле, приведенной в § 3; значения $k_{с.в}$ для различных типов сквозных Д. К. приведены в табл. 8.

При определении расчетных усилий в элементах сквозной конструкции, рассматриваемой как стержневая система, нагрузка считается приложенной

---

[1] В конструкциях с металлическим нижним поясом или затяжкой при $l \geqslant 20$ *м* рекомендуется одну опору делать подвижной.

[2] При этом расчете следует учитывать не только деформации стержней, но и деформации сопряжений деревянной конструкции, так как это увеличивает силы воздействия на опоры.

[3] В данном случае силы трения в покое согласно Н и ТУ учитываются коэфициентом трения $f_{тр} \approx 0{,}6$.

к узлам фермы, причем узлы предполагаются шарнирными. В дальнейшем при подборе сечений поясных элементов учитывается дополнительно местное влияние нагрузок, приложенных в панелях ферм, внецентренное решение узлов и т. п.

Как правило, в системах с прямолинейными стержнями фактически осуществляется узловая передача нагрузки.

Местная, равномерно распределенная передача нагрузки рекомендуется в системах с криволинейным верхним поясом (схемы 37—47 табл. 8), где такая передача не только не ухудшает, но даже улучшает работу верхнего пояса.

В сборных деревянных конструкциях, в которых верхний пояс осуществляется в виде балок Деревягина (схемы 14—18 табл. 8), а также в брусчатых и бревенчатых фермах малого пролета (схемы 9, 10, 12, 25—27, 34, 35 табл. 8) нередко также оказывается целесообразным равномерное распределение нагрузок по панели верхнего пояса.

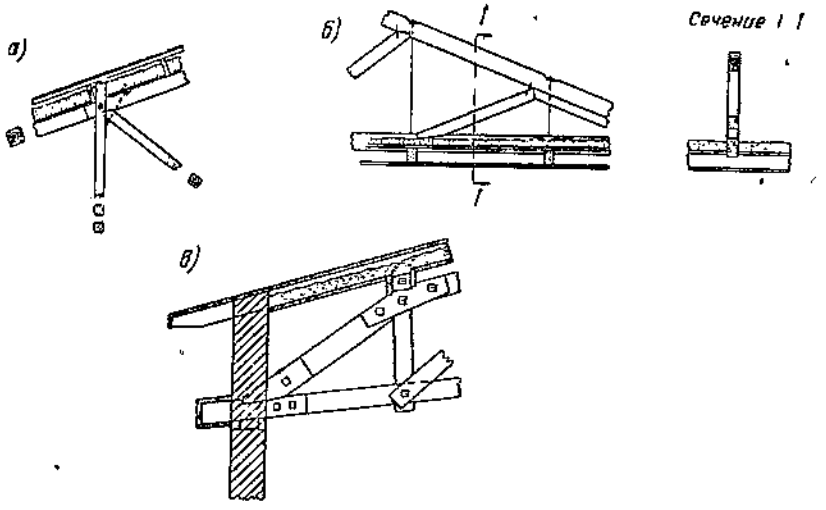


Рис. 123. Недопустимые способы устройства ограждающих частей по сквозным конструкциям

Местная передача нагрузки применяется также в простейших комбинированных системах (схемы 1—8 табл. 8).

При широком верхнем поясе или при спаренной расстановке конструкций, во избежание перегрузки отдельных ветвей верхнего пояса или одной из спаренных конструкций, следует обеспечивать центральную (по ширине) передачу на них нагрузки от прогонов путем устройства специальных подкладок или подушек.

Пример конструктивного решения, практически обеспечивающего центрированную передачу нагрузки при частом расположении прогонов, дан ниже на рис. 197 в гл. IV.

Опирание кровли на верхний пояс и крепление подвесного потолка к нижнему поясу должны быть осуществлены таким образом, чтобы все элементы и узлы конструкции оставались открытыми для проветривания (во избежание загнивания) и доступными для осмотра.

Заделка частей несущей конструкции в толщу ограждения (в покрытие — рис. 123, *а*), в подвесной потолок (рис. 123, *б*) или в стену (рис. 123, *в*) недопустима (см. гл. I раздела второго ч. I курса).

В. Расчет и конструирование элементов и узлов сквозных Д. К.

1. Общие правила

Во избежание чрезмерного влияния сучков и других местных пороков древесины, а также в целях уменьшения опасного влияния местного перенапряжения вследствие трудно учитываемых эксцентриситетов при практически неизбежных неточностях изготовляемых сопряжений размеры элементов деревянных конструкций ограничиваются некоторыми минимальными пределами (§ 83 Н и ТУ).

Ослабленная площадь рабочего поперечного сечения деревянных элементов должна быть не менее 45 $см^2$ и не менее половины полной площади сечения брутто; минимальный размер ослабленного поперечного сечения должен быть не менее 3 *см*.

Во всех случаях следует избегать значительных, особенно несимметричных, местных ослаблений сжатых и тем более растянутых элементов. В связи с этим сопряжения, вызывающие такие ослабления, надо применять только в случае безусловной необходимости; например применение ножничных врубок может быть оправдано только в случае необходимости безметалльного решения фермы.

При проектировании конструкций с составными стержнями необходимо стремиться к равномерному распределению усилий между отдельными ветвями их. В большинстве случаев это обеспечивается правильным конструированием стыков и узлов.

Равномерность распределения усилий между отдельными ветвями составных стержней значительно лучше обеспечивается в конструкциях сопряжений на податливых связях (при условии достаточной вязкости их). При этом перегрузка отдельных ветвей, вызванная, например, различной точностью пригонки связей, быстро ликвидируется вследствие податливости последних, тогда как при наличии жестких связей это может привести к значительным перенапряжениям отдельных ветвей и даже к разрушению их в случае одновременного наличия местного ослабления ветвей сучками, косослоем и т. п.

Согласно § 85 Н и ТУ элементы конструкций должны быть стянуты болтами, особенно в узловых и стыковых соединениях. Диаметр $d_б$ стяжных болтов назначается в зависимости от мощности соединяемого пакета, но не менее 1,2 *см*. Постановка стяжных болтов необходима для придания всем сопряжениям первоначальной плотности при сборке и обеспечения возможности устранения щелей между элементами в период последующей эксплоатации, поскольку щели существенно ухудшают работу сопряжений и повышают пожарную опасность составных элементов.

2. Сжатые элементы

Расчетная длина сжатых и сжато-изогнутых стержней сквозных конструкций определяется в предположении шарнирности закрепления элементов как в плоскости системы, так и из плоскости ее. Это положение оправдывается практически наблюдаемой податливостью узловых сопряжений элементов деревянных конструкций, а также S-образной формой продольного изгиба сжатого пояса в случае его неразрезности (рис. 124).

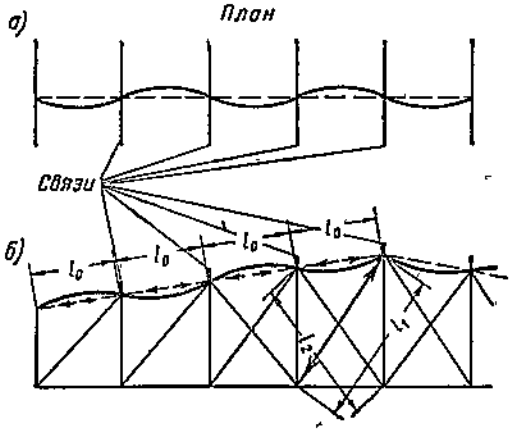


Рис. 124. Возможная форма деформаций прямолинейного сжатого пояса фермы:
а—из плоскости фермы; *б*—в плоскости фермы

Расчетную длину сжатых и сжато-изогнутых стержней при расчете их на устойчивость в плоскости системы следует принимать равной расстоянию между центрами узлов, при расчете на устойчивость из плоскости системы—расстоянию между точками прикрепления пространственных связей, которые рекомендуется осуществлять при помощи прогонов.

В случае закрепления нижнего сжатого пояса арочных, рамных и тому подобных конструкций специальными связями (см. ниже рис. 245) в виде поперечных подкосов (что не рекомендуется ввиду недостаточной жесткости такой конструкции связей), расчетная длина l_0 при продольном изгибе из системной плоскости для нижнего пояса принимается равной $1{,}25\,S_{св}$, где $S_{св}$—расстояние между подкосными связями.

Расчетная длина пересекающихся стержней, надежно связанных между собой в месте пересечения, принимается равной:

1) при проверке устойчивости в плоскости конструкции—расстоянию от центра узла до точки пересечения стержней;

2) при расчете на продольный изгиб из плоскости конструкции—следующим значениям:

а) при пересечении двух сжатых стержней—полной длине стержня ($l_0 = l_1$);

б) при пересечении сжатого стержня с неработающим

$$l_0 = \frac{l_1}{\sqrt{1 + \frac{l_1 \lambda_1^2}{l_2 \lambda_2^2} \cdot \frac{F_2}{F_1}}}, \qquad (1—25)$$

где l_1, λ_1 и F_1 — полная длина, гибкость и площадь поперечного сечения сжатого стержня;

l_2, λ_2 и F_2 — то же поддерживающего стержня; при этом l_0 не должно приниматься меньше $0{,}5\ l_1$;

в) при пересечении сжатого стержня со стержнем, растянутым такой же силой,—расстоянию от центра узла до точки пересечения элементов. При меньших значениях растягивающей силы расчетная длина сжатого стержня определяется по интерполяции между случаями «б» и «в».

Приведенная гибкость сжатых и сжато-изогнутых элементов деревянных конструкций (а также отдельных ветвей их) должна быть не более величин[1], указанных в табл. 10.

Таблица 10

Наименование элементов	Характер опирания	
	полным сечением	частью сечения (§ 26 НиТУ)
Основные несущие колонны	120	100
Прочие несовные элементы	150	130
Второстепенные элементы	175	150
Связи	200	175

* Для элементов Д. К. во временных вспомогательных сооружениях приведенная гибкость основных стоек должна быть не более 150 и для прочих элементов—не более 200 [2].

Сжатые и сжато-изогнутые стержни сквозных конструкций рассчитываются в соответствии с правилами, изложенными в гл. II раздела первого.

В прямолинейных стержнях сквозных конструкций разрешается в средних четвертях длины ставить связи в половинном количестве (рис. 125), вводя в расчет интенсивность их расстановки в крайних четвертях.

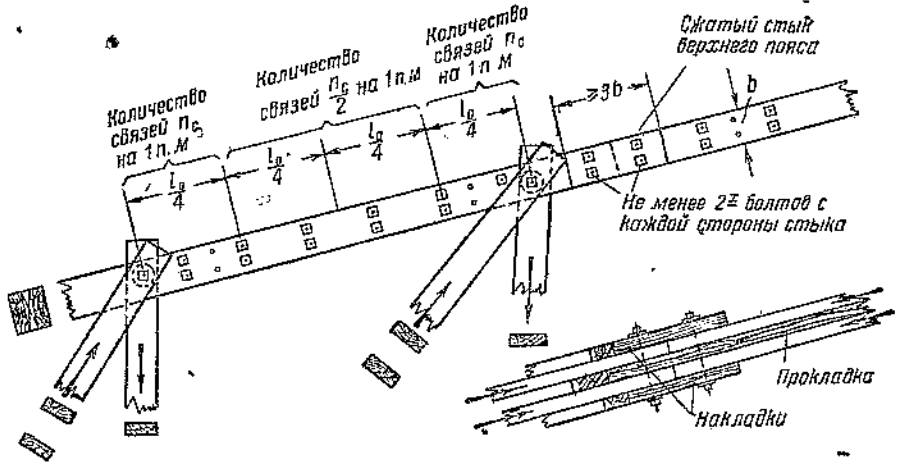


Рис. 125. Нормальная конструкция стыка сжатого прямолинейного стержня

Согласно § 23 Н и ТУ количество связей в сжатых и сжато-изогнутых стержнях, определяемое исходя из условий расчета их на продольный изгиб или слож-

[1] См. § 80 [1], п. 29 [5].

[2] См. [5].

ное сопротивление, нельзя одновременно учитывать для восприятия различных, в частности, узловых и других возможных усилий в стержне; надо суммировать их с потребным для этого по расчету дополнительным количеством связей.

Стыки сжатых элементов следует располагать, как правило, вблизи сечений с нулевым значением моментов при продольном изгибе. Это обычно соответствует расположению стыков в непосредственной близости к узлам, закрепленным связями от выпучивания из плоскости системы. Не допускается устройство стыков сжатых поясов в крайних и примыкающих к коньку панелях. В конструктивном отношении сжатые стыки рекомендуется осуществлять непосредственным лобовым упором элементов (торец в торец) с постановкой достаточно жестких накладок и прокладок, имеющих длину не менее трехкратной ширины b стыкуемых элементов и соединяемых не менее чем двумя болтами с каждой стороны стыка (рис. 125). В фермах с многослойным сечением верхнего пояса следует ставить по четыре болта с каждой стороны стыка.

3. Растянутые элементы

Все растянутые элементы сквозных конструкций, за исключением клееных, всегда имеют местное ослабление в местах сопряжений. Даже симметрично расположенные, не дающие сплошного перерезывания наружных волокон ослабления (например отверстия для нагелей), вызывают за счет местных напряжений, возникающих в местах резкого изменения сечений, некоторую неравномерность распределения напряжений по площади ослабленного сечения. Еще более неблагоприятны условия работы несимметрично ослабленных сечений.

Поэтому при наличии ослаблений растянутых элементов Н и ТУ предписывают не только учитывать ослабления сечения и изгибающий момент, но и снижать допускаемые напряжения на растяжение умножением их на коэфициенты k_p (см. гл. III раздела первого и гл. III раздела третьего первой части курса).

* Согласно „Указаниям по проектированию и применению деревянных конструкций в условиях военного времени[1]“ коэфициент k_p не вводится, а допускаемое напряжение на растяжение принимается $[\sigma_p]=80$ *кг/см*^{2}*.

Во всех случаях надо стремиться свести до возможного минимума вредное влияние местных ослаблений.

В несимметрично ослабленных парных растянутых элементах можно и необходимо погашать изгибающий момент от эксцентриситета постановкой прокладок и стяжных болтов.

Так например, в узле нижнего растянутого пояса на кольцевых шпонках, ослабленного несимметричными врезками колец, изгибающие моменты от эксцентриситета и возможные деформации поясных досок, изображенные ниже на рис. 190,*а* пунктиром, устраняются постановкой прокладок на болтах с обеих сторон узла.

В несимметрично ослабленных одиночных прямолинейных элементах необходимо стремиться к центральному приложению растягивающего усилия в опасном ослабленном сечении, центрируя усилие по этому сечению. Примером такого решения может служить обычный опорный узел ферм на лобовых врубках (см. ниже).

Конструкция стыков растянутых элементов, как правило, должна обеспечивать осевую (без эксцентриситета) передачу растягивающего усилия.

При совпадении растянутых стыков нижнего пояса с местами перелома последнего стыки следует располагать возможно ближе к узлам, учитывая при расчете помимо осевого усилия также и изгибающий момент, возникающий в узловом сечении растянутого пояса.

Затяжки арочных и рамных конструкций делаются металлическими. Деревянные затяжки можно применять только как исключение в условиях острой дефицитности металла, выполняя их из высококачественного сухого лесоматериала. При расчете металлических затяжек влияние изменения температуры на величину напряжений в них можно не учитывать.

[1] См. [5].

При конструировании узлов сквозных деревянных конструкций элементы ферм должны центрироваться в узлах.

Внецентренное прикрепление элементов решетки допускается в системах со слабо работающей решеткой (например в сегментных фермах), а также в некоторых других случаях, например в коньковых узлах ферм при относительно небольших усилиях в прикрепляемых раскосах средних панелей. При внецентренном решении узла необходимо учитывать возникающий в узле момент.

Прикрепление элементов решетки в узлах должно обеспечивать равномерное распределение составляющих усилий от решетки по направлению пояса.

Не следует применять узлов, в которых элементы крепятся при помощи двух или более параллельно работающих типов сопряжений различной жесткости, особенно если они обладают незначительной вязкостью (как, например, гладкие кольцевые шпонки и т. п.). В равной мере нежелательно применение узлов, в которых часть элементов соединена непосредственно, а часть—двухстепенно с введением в работу промежуточных элементов и связей.

Не рекомендуется прикрепление сжатых элементов решетки в узлах путем непосредственного упора их торцом в пояс или в другой элемент решетки поперек волокон, так как местные деформации в узлах от усушки и смятия поперек волокон вызывают повышенные прогибы всей системы в целом и, как следствие, появление дополнительных напряжений от изгиба в неразрезных элементах нижнего пояса.

Такое решение узла особенно нежелательно в конструкциях, выполненных из недостаточно сухого лесоматериала, не защищенных от атмосферных воздействий или работающих в условиях повышенной влажности.

Указанный способ присоединения элементов может быть допущен: а) когда сжатый элемент работает лишь на местную узловую нагрузку и узловые деформации не отражаются на деформациях всей системы в целом и б) в системах с металлическими растянутыми элементами (типа Гау и др.), допускающих последующее подтягивание тяжей для устранения появляющихся с течением времени прогибов[1].

В опорных узлах стропильных ферм рекомендуется постановка подбалок, прикрепляемых к нижнему поясу гвоздями, шурупами или глухарями и фиксирующих положение опорных подкладок и мауэрлатов. Подбалки усиливают значительно ослабленный нижний пояс, хорошо связывают между собой отдельные части последнего и улучшают передачу опорной реакции на нижележащие опорные части.

Г. Учет эксцентричного прикрепления решетки и внеузловой передачи нагрузки

1. Эксцентричное прикрепление элементов решетки в узлах

Величина изгибающего момента, возникающего от эксцентричного прикрепления элементов решетки в узле, может быть определена либо как произведение равнодействующей усилий в решетке на плечо этой равнодействующей $M_{экс}=\Delta U e$, либо как сумма моментов, каждый из которых выражается произведением усилия в эксцентрично прикрепляемом стержне решетки на соответствующее плечо $M_{экс}=D_1 e_1+D_2 e$ (рис. 126). Величины плеч моментов могут быть определены аналитически или графически—по чертежу узла в масштабе, обеспечивающем необходимую точность.

Пренебрегая незначительной жесткостью защемления в узле элементов решетки, следует считать, что момент $M_{экс}$ полностью должен восприниматься

[1] А также в некоторых типах ферм на кольцевых шпонках, рассмотренных ниже гл. IV этого раздела.

поясом. При отсутствии стыка в панелях пояса, смежных с эксцентрично решенным узлом и имеющих одинаковую погонную жесткость, или при наличии стыков, но расположенных в противоположных концах этой панели на одинаковом расстоянии от рассматриваемого узла, момент $M_{экс}$ можно считать распределенным поровну между двумя смежными панелями пояса (рис. 127). При наличии стыка пояса около рассматриваемого узла момент $M_{экс}$ полностью должен быть воспринят одной из смежных панелей, не имеющей стыка.

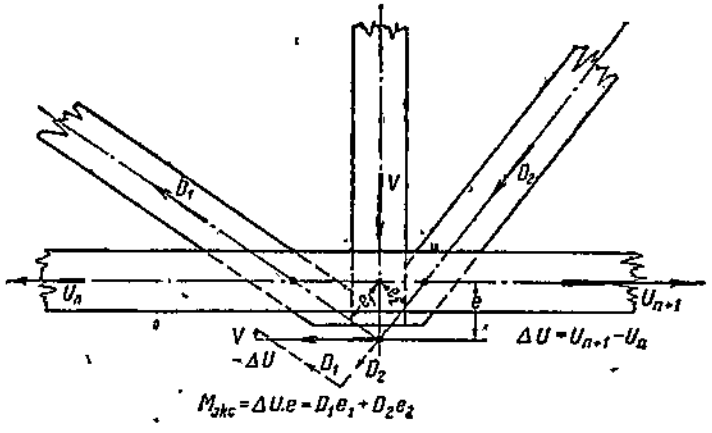


Рис. 126

При расчете растянутого пояса с учетом момента от эксцентриситета за опасное расчетное сечение следует принимать наиболее ослабленное сечение в зоне рассматриваемого узла.

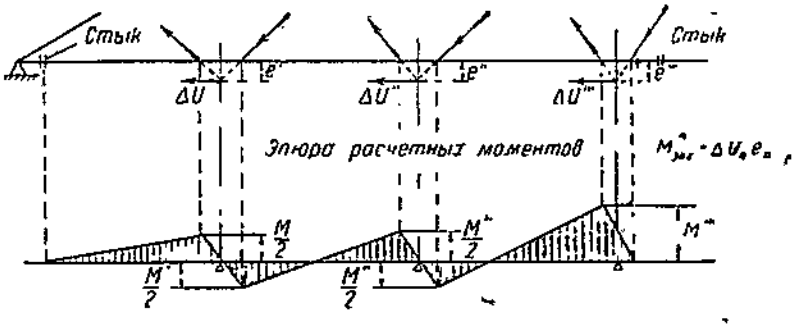


Рис. 127. Эпюры условного распределения изгибающего момента от эксцентричного решения узла

В эксцентрично решенных узлах сжатый пояс проверяется без введения коэфициента ξ по формуле:

$$\sigma_c = \frac{N_c}{F_{нт}} + \frac{kM_{экс}}{W_{нт}} \leqslant [\sigma_c], \qquad (2-25)$$

где N_c — наибольшее сжимающее усилие в одной из двух смежных с узлом панелей;

$F_{нт}$ и $W_{нт}$ — площадь и момент сопротивления наиболее ослабленного сечения в зоне рассматриваемого узла;

$M_{экс}$ — момент узлового эксцентриситета;

k — коэфициент, равный 0,5 — при распределении момента $M_{экс}$ поровну между двумя панелями и равный 1,0 — при передаче момента целиком на одну панель.

В стропильных фермах с восходящими раскосами эксцентричное прикрепление последних является нормальным решением конькового узла.

При конструировании этого узла рекомендуется производить подрезку элементов верхнего пояса сверху с тем, чтобы уменьшить узловой момент от внецентренного прикрепления раскосов (рис. 128).

В этом случае можно добиться того, что при симметричной нагрузке в верхнем поясе не будет возникать никаких изгибающих моментов.

При односторонней временной нагрузке в элементах верхнего пояса появятся изгибающие моменты, величины которых можно определять графическим путем. Рассматривая находящуюся в равновесии левую половину фермы и заме-

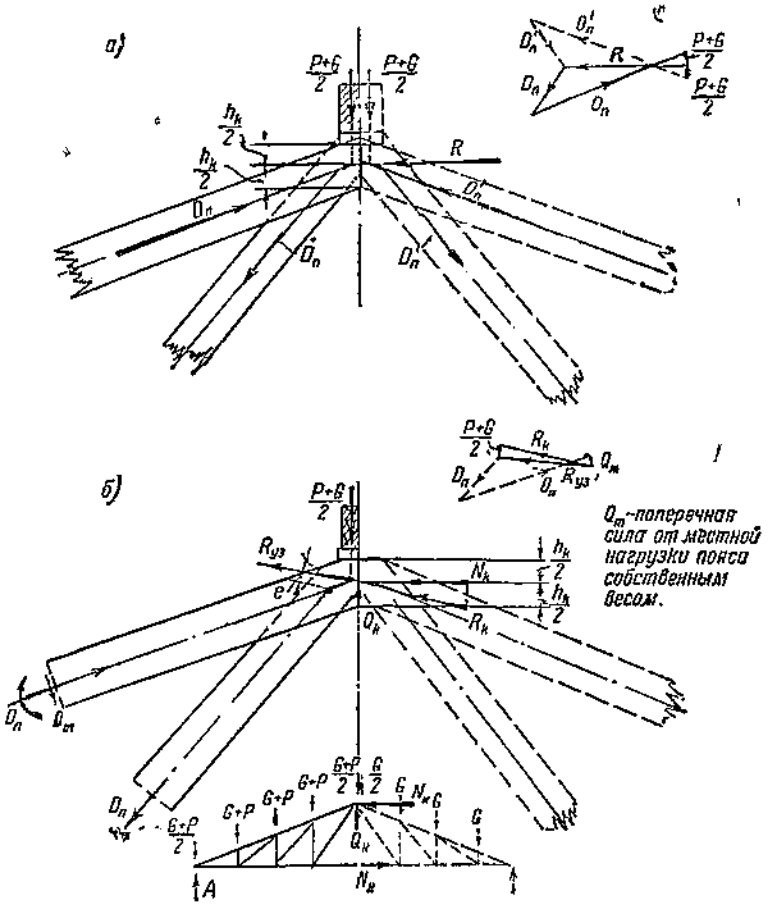


Рис. 128. Изгибающие моменты от эксцентриситета в коньковом узле

няя (в месте разреза по оси симметрии фермы) действие на нее правой части силами, получаем в коньковом узле (рис. 128, *б*) горизонтальную нормальную силу

$$N_k = -\frac{(2g+p)\,l^2}{16h}$$ и поперечную силу $$Q_k = B = \frac{pl}{8},$$

где g — постоянная погонная нагрузка фермы,

p — временная погонная нагрузка фермы.

Равнодействующая этих сил R_k, сложенная с узловой нагрузкой $\frac{P+G}{2}$ левой половины конькового узла, даст изгибающий момент $M_{изг} = R_{уз}e$ (рис. 128, *б*), на который и рассчитывается верхний пояс аналогично изложенному выше.

При обычных соотношениях нагрузок и геометрических размеров балочных ферм для восприятия поперечных сил Q_k в коньковом узле оказывается достаточ-

но силы трения. Тем не менее в узле всегда ставятся накладки и прокладки. Эта конструктивная мера имеет существенное значение с точки зрения монтажа ферм.

2. Внецентренная передача узловой нагрузки

В случае передачи узловой нагрузки не в центре узла необходимо при расчете пояса учитывать возникающий при этом дополнительный изгибающий момент $M_{узл}$. В общем случае при расчете растянутого нижнего пояса рекомендуется определять $M_{узл}$ с учетом неразрезности нижнего пояса, считая в стыках шарниры и проверяя напряжение в опасном сечении—в узле.

В случае внецентренного приложения узловой нагрузки к нижнему поясу на расстоянии от узла не более 0,1 d, где d—длина панели (рис. 129), можно в фермах нормальной жесткости рассчитывать пояс приближенно

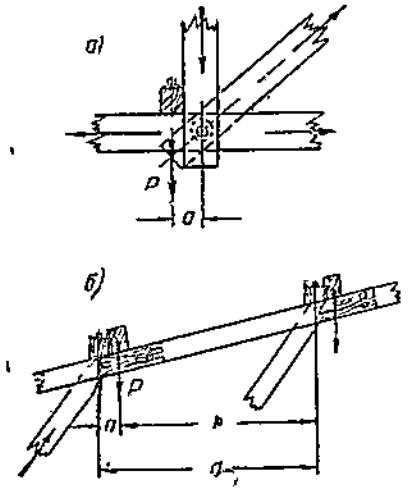


Рис. 129. Определение расчетного изгибающего момента при внецентренном приложении узловой нагрузки

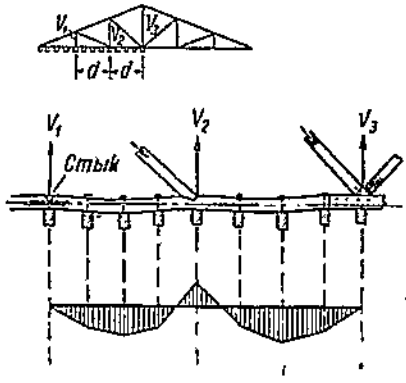


Рис. 130. Эпюра изгибающих моментов от местной нагрузки в неразрезном нижнем поясе фермы

на момент $M_{узл}=Pa$, принимая его распределение аналогично рассмотренному выше для $M_{экс}$ (см. также рис. 127).

При расчете сжатого (верхнего) пояса $M_{узл}$ определяется в предположении разрезности пояса в узлах, что дает $M_{узл}=\frac{Pab}{d}$ (рис. 129, *б*); поверка напряжения производится по формуле (2—25).

3. Местная нагрузка

Сжатый (верхний) пояс при наличии местной нагрузки в панели рассчитывается в предположении разрезности его в узлах; поверка напряжения производится по формуле (2—7).

При местной нагрузке в растянутом (нижнем) поясе определение изгибающих моментов рекомендуется производить с учетом его неразрезности (рис. 130), считая в стыках шарниры.

Д. Строительный подъем

Во избежание неприятного для глаза прогиба—провисания под нагрузкой открытых сквозных балочных ферм им должен придаваться[1] строительный подъем $f_{стр}$ не менее $^1/_{250}l$ (пролета).

* Согласно «Указаниям по проектированию и применению Д. К. в условиях военного времени» $f_{стр}$ должен быть не менее $^1/_{200}l$*.

[1] См. § 97 [1].

Ввиду незначительного влияния строительного подъема на величину усилий элементах последние определяются по расчетной схеме фермы без учета строительного подъема в предположении, что в процессе эксплоатации строительный подъем постепенно погашается длительно действующей нагрузкой.

В балочных фермах с подвесным потолком при наличии приспособлений, позволяющих регулировать высоту его подвески, устройство строительного подъема не обязательно.

Строительный подъем придается фермам при изготовлении их. При наиболее распространенном способе сборки на бойке разметка и изготовление шаблона фермы производятся с учетом строительного подъема; при этом расчетная высота ферм h должна оставаться неизменной.

ГЛАВА II

ПРОЕКТИРОВАНИЕ, РАСЧЕТ И ИЗГОТОВЛЕНИЕ ПРОСТЕЙШИХ КОМБИНИРОВАННЫХ Д. К. ИЗ БРЕВЕН И БРУСЬЕВ

§ 26. ОБЩАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА ПРОСТЕЙШИХ КОМБИНИРОВАННЫХ СИСТЕМ

Простейшие комбинированные системы являются переходной формой от сплошных Д. К. к сквозным и представляют собой в большинстве случаев сочетание бревенчатой или брусчатой неразрезной балки с деревянными подбалками, подкосами или с металлической подпружной цепью. Назначение этих дополнительных элементов—повышение несущей способности основной балки; прикрепление их к последней в пролете, как правило, осуществляется шарнирно, но без нарушения непрерывности основной балки и по возможности без ослабления ее сечения. Основная балка может быть цельного или составного сечения. В расчете простейшие комбинированные системы обычно однажды статически неопределимы.

§ 27. ПОДКОСНЫЕ СИСТЕМЫ

А. Общие данные

В подкосных системах упомянутое выше увеличение несущей способности основной балки—прогона достигается введением снизу подкосов, в связи с чем в этих системах всегда имеет место большее или меньшее стеснение габарита под прогоном.

В конструкциях покрытий и перекрытий находят применение только наиболее простые формы подкосных систем [1].

Б. Особенности расчета и конструкция одноподкосной системы (схема I табл. 8)

Эта система может быть: а) многопролетной, обычно с затяжкой и с устройством промежуточных опор в виде монолитных или составных стоек и б) однопролетной, с затяжкой или без нее и с упором подкосов в ту или иную поддерживающую конструкцию.

Основной прогон, если позволяет длина бревен, делается без стыка над средней опорой C и таким образом представляет собой двухпролетную неразрезную балку на упруго и неупруго оседающих опорах.

Опорные моменты неразрезной балки с равными пролетами на таких опорах в общем случае определяются решением системы уравнений пяти моментов; для двухпролетной балки вопрос сводится к решению одного уравнения с одним неизвестным—моментом на средней опоре.

---

[1] О сложных подкосных системах в применении их к мостостроению—см. гл. III раздела пятого

Величины момента M_c и опорной реакции средней опоры $C=C^0-\frac{2M_c}{l_1}$ [1], получаемые в результате расчета одноподкосной системы с учетом действительного характера ее работы (т. е. с учетом не только упругих деформаций, но и деформаций сопряжений, а также деформаций, вызванных явлениями усушки), могут существенно отличаться от результатов расчета прогона как двухпролетной неразрезной балки на неоседающих опорах.

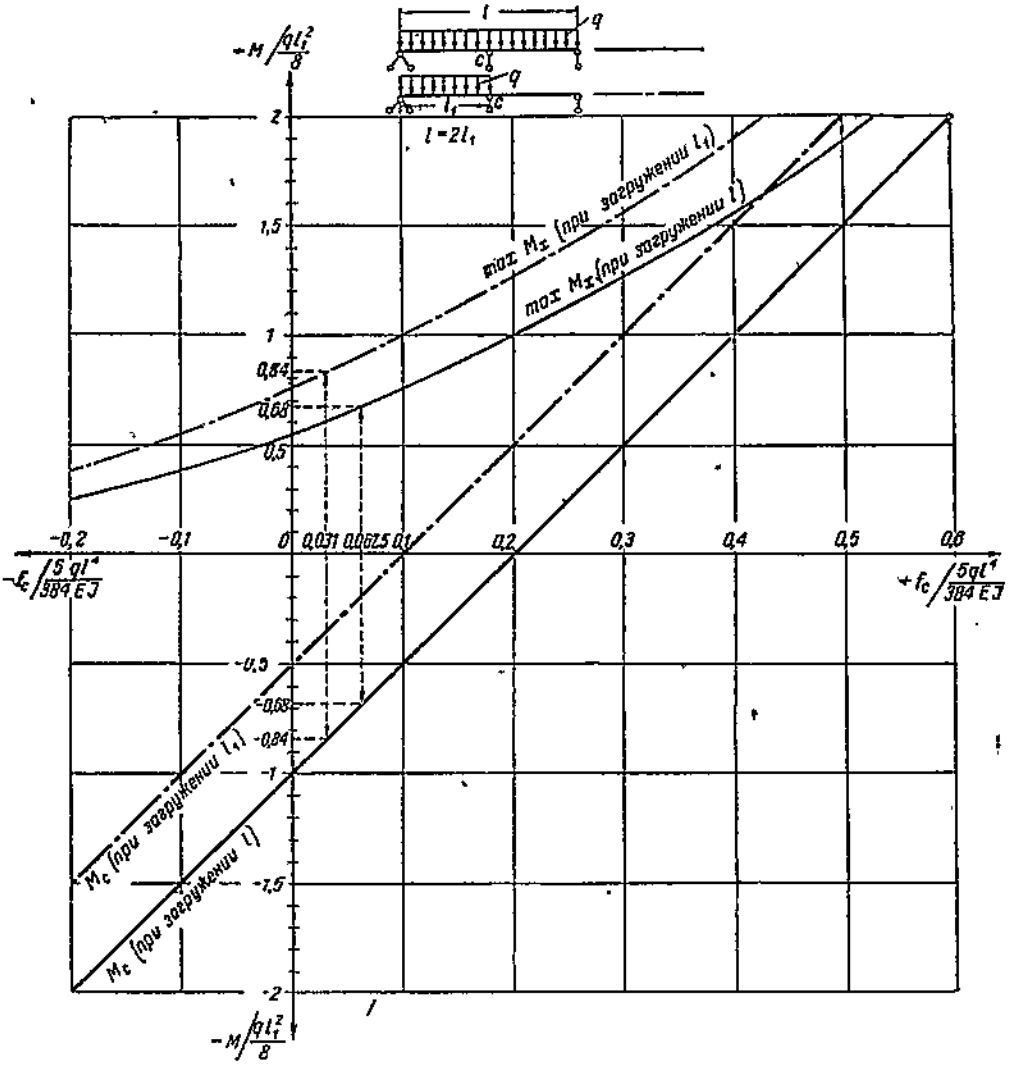


Рис. 131. Зависимость опорного (M_c) и наибольшего пролетного ($\max M_x$) моментов в двухпролетной неразрезной балке от осадки средней опоры

С увеличением осадки средней опоры уменьшаются значения M_c и C и возрастают пролетные моменты M_x; пропорционально C изменяются и усилия D в подкосах.

Значения M_c и $\max M_x$ для наиболее интересных в практическом отношении величин осадки средней опоры f_c даны на графике рис. 131.

Как показывают результаты расчета одноподкосной системы, даже при весьма неблагоприятных условиях ее работы (при выполнении конструкции из сырого леса, наличии в концах подкосов подушек, работающих поперек волокон, и пр.) возможные осадки средней опоры в большинстве случаев будут укладываться в пределах от 0 до $0{,}2\,f_0$, где $f_0=\frac{5ql^4}{384EJ}$ — прогиб свободно лежащей балки пролетом $l=2l_1$ (рис. 131).

[1] Где C^0—реакция средней опоры в предположении, что прогон разрезан на этой опоре, а l_1—полупролет одноподкосной системы—см. ниже рис. 132, *а*.

Из графика видно, что в этом случае при постоянном сечении прогона расчетным моментом последнего от постоянной нагрузки при f_c менее $0{,}0625\ f_0$ является опорный момент M_c, а при f_c более $0{,}0625\ f_0$ — пролетный момент $\max M_x$. Моменты эти колеблются в пределах от $\pm\frac{ql_1^2}{8}$ до $\pm 0{,}68\frac{ql_1^2}{8}$.

Момент (пролетный) от временной нагрузки может меняться при этом в пределах от $0{,}77\frac{ql_1^2}{8}$ до $1{,}27\frac{ql_1^2}{8}$.

Таким образом нередко практикуемый упрощенный способ расчета прогона одноподкосной системы как двух свободно лежащих балок пролетом l_1 (в предположении разрезности прогона над средней опорой) почти всегда идет в запас прочности для самого прогона; вместе с тем этот способ дает преуменьшенное значение реакции средней опоры, а следовательно, и усилий D—в подкосах и H—в затяжке.

В связи с изложенным, учитывая затруднительность в большинстве случаев точного определения величины осадки f_c средней опоры, особенно в части, обусловленной неупругими деформациями и усушкой, могущей иметь преобладающее значение, можно предложить нижеследующий приближенный способ расчета.

1. Многопролетная одноподкосная система с затяжкой (схема 1 табл. 8) и однопролетная система без затяжки при упоре подкосов в жесткие опоры рассчитываются как неразрезные двухпролетные балки на жестких опорах.

В этом случае при равномерно распределенной нагрузке расчетный момент прогона

$$M = \frac{ql_1^2}{8} = 0{,}125\ ql_1^2; \qquad (1-27)$$

опорная реакция средней опоры

$$C = 1{,}25\ ql_1. \qquad (2-27)$$

2. Одноподкосные системы без затяжки с гибкими опорами в виде стоек из бревен или брусьев следует рассчитывать с учетом деформаций изгиба стоек под действием распора H, так как эти деформации существенно влияют на величину осадки f_c, а следовательно, и на величины C и H.

Прогиб стоек по направлению распора H (при обозначениях рис. 132, *а*):

$$f_H'' = \frac{C}{2\operatorname{tg}\alpha}\cdot\frac{h_2^2h_1^2}{3hEJ_{cm}}. \qquad (3-27)$$

Прогиб прогона f_c может быть представлен в виде:

$$f_c = f_0 - \frac{Cl^3}{48EJ_{np}}, \qquad (4-27)$$

где f_0 — прогиб прогона, как балки пролетом l, в точке c от действия расчетной нагрузки.

Так как $f_c = \frac{f_H}{\operatorname{tg}\alpha}$, то, подставляя в это выражение значения f_c и f_H и полагая $l = 2l_1$, получаем:

$$C = f_0\frac{6EJ_{np}}{\frac{h_2^2h_1^2J_{np}}{\operatorname{tg}^2\alpha hJ_{cm}} + l_1^3}. \qquad (5-27)$$

При равномерно распределенной нагрузке q по всему пролету, для которой

$$f_0 = \frac{5}{384}\frac{ql^4}{EJ_{np}},$$

$$C = 1{,}25\ ql_1\cdot\frac{1}{1+\frac{h_2^2h_1^2J_{np}}{\operatorname{tg}^2\alpha hl_1^3J_{cm}}} = 1{,}25\ kql_1. \qquad (6-27)$$

При желании более точно оценить влияние неупругой осадки средней опоры можно, подсчитав величину этой осадки, найти соответствующее значение моментов по графику рис. 131.

Когда найдена величина C (рис. 132), определяются усилия в подкосах

$$D = -\frac{C}{2\sin\alpha} = -C\frac{l_D}{2h_2}. \qquad (7-27)$$

Распор (или усилие в затяжке)

$$H = \frac{C}{2\operatorname{tg}\alpha} = C\frac{l_1}{2h_2}. \qquad (8-27)$$

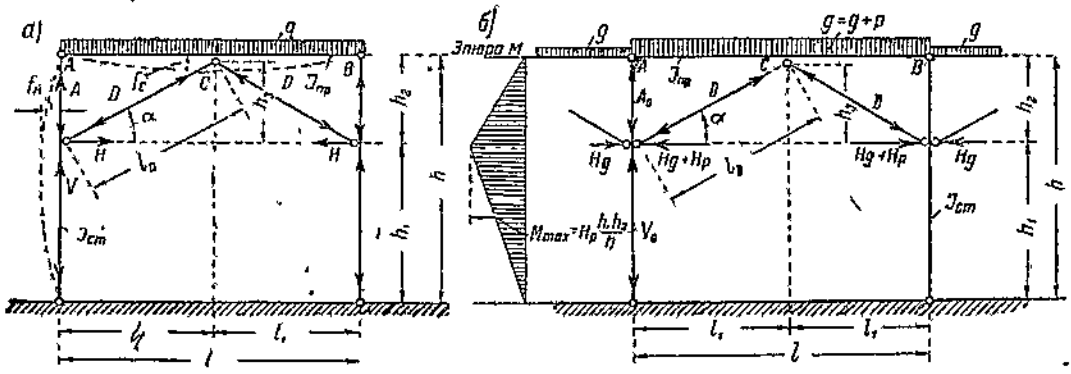


Рис. 132. Схемы однопролетной *а* и многопролетной *б* одноподкосных систем без затяжки с гибкими стойками-опорами

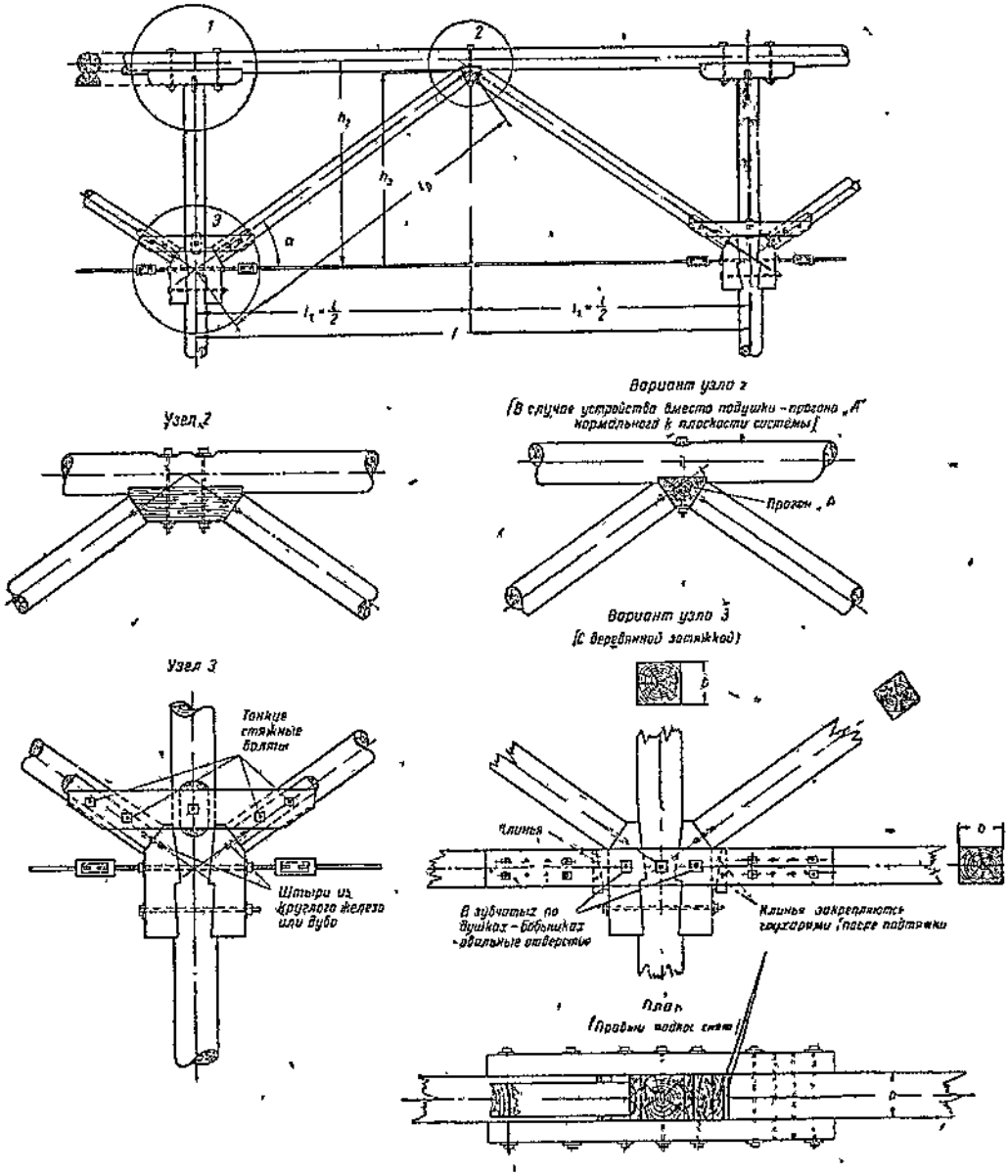


Рис. 133. Детали конструкции одноподкосных систем

Усилия в стойках от нагрузки одного пролета определяются:

а) в верхней части стоек (A, рис. 132, *а*) в зависимости от найденной величины C как опорные реакции крайней опоры двухпролетной неразрезной балки пролетом l_1;

б) в нижней части стоек (V) — как опорные реакции свободно лежащей балки пролетом l.

В многопролетных системах усилия в стойках A_0 и V_0 (рис. 132, *б*) определяются аналогично как сумма опорных реакций смежных пролетов.

Стойки одноподкосных систем рассчитываются:

1. В направлении, нормальном к плоскости системы,— на продольный изгиб со свободной длиной[1] $l_0 = h$ (при отсутствии поперечных связей на длине h).

2. В плоскости системы при условии, что последняя закреплена против смещений в горизонтальном направлении:

а) при наличии затяжки — на продольный изгиб со свободной длиной[2] $l_0 = h_1$;

б) при отсутствии затяжки — на сжатие с изгибом по известной формуле:

$$\sigma_c = \frac{N}{F_{нт}} + \frac{M}{W_{нт}\xi} \leqslant [\sigma_c], \qquad (9-27)$$

где N принимается равной усилию V или V_0 в нижней части стойки;

$M = H\frac{h_1 h_2}{h}$ — изгибающий момент в стойке от распора H (рис. 132, *б*);

$F_{нт}$ и $W_{нт}$ — площадь и момент сопротивления стойки в месте наибольшего момента M.

Свободная длина при расчете на продольный изгиб принимается равной в однопролетных системах $l_0 \approx h$, в многопролетных — приближенно $l_0 = 1{,}2\,l_1$.

Детали конструкции одноподкосных систем представлены на рис. 133.

Опирание прогона на стойку следует осуществлять при помощи подбалки, что облегчает устройство стыка и передачу опорной реакции. Сопряжение подкосов со стойкой, как правило, делается путем упора их в специальные бобышки—подушки. Врубка подкосов непосредственно в стойку, вызывающая сильное ослабление последней, не рекомендуется, а в многопролетных системах без затяжек—недопустима, так как ослабленное сечение совпадает с местом наибольшего изгибающего момента в стойке.

В. Конструкция и расчет трапецоидально-подкосной системы

(схема 2 табл. 8)

На рис. 134, *а* изображена нормальная трапецоидально-подкосная конструкция, характерная для многопролетных систем. Решение без подбалки с непосредственной врубкой подкосов в прогон и в стойку не рекомендуется, но может быть допущено в облегченных конструкциях покрытий военного времени (см., например, рис. 134, *б*).

В несущих подкосных конструкциях перекрытий многоэтажных зданий стойки следует делать непрерывными с непосредственной передачей сжимающих усилий в стыках торцом в торец; стыки стоек надо располагать на уровне перекрытий. Пример такой стойки, состоящей из двух ветвей, показан на рис. 135.

Существенную роль в обеспечении жесткости трапецоидально-подкосной системы в нормальном решении ее со стыками над опорами-стойками (рис. 134,*а*) играет жесткость прогона[3]. При жестких опорах (например башенного типа—рис. 136, *а*) прогон можно рассматривать как обычную трехпролетную неразрезную балку на жестких опорах. При гибких опорах-стойках изгиб последних под действием неуравновешенного распора в загруженном пролете вызовет осадку промежуточных опор C и E (рис. 136, *б*). В этом случае представляется

---

[1] Такой расчет идет в запас прочности. Учитывая, что максимальная сжимающая сила приложена только в нижней части стойки, расчетную длину на продольный изгиб можно было бы уменьшить умножением на коэфициент, меньший единицы; подробнее см., например, [178]

[2] В целях экономии, в этом случае возможен расчет стойки как двухпролетного неразрезного стержня, что позволяет несколько уменьшить расчетную свободную длину.

[3] В отличие от этого решения конструкция со стыками прогона в пролетах согласно рис. 134, *б* рассчитывается как сочетание отдельных рам.

более правильным рассматривать прогон как балку с двумя упруго оседающими опорами C и E.

Выбор расчетной схемы определяется следующими соображениями.

Если рассматривать работу конструкции в каждом пролете независимо от соседних, необходимо предположить, что общая неизменяемость системы в рассматриваемом пролете обеспечивается за счет работы на сжатие прогона. При этом по существу получается подкосная схема (рис. 136, *в*), в которой усилие, растягивающее подбалку, предполагается передающимся при помощи связей на прогон. Равновесие системы требует равенства сил распора H_0 и H, а следовательно, и равенства усилий в подкосах и давлений в точках C и E.

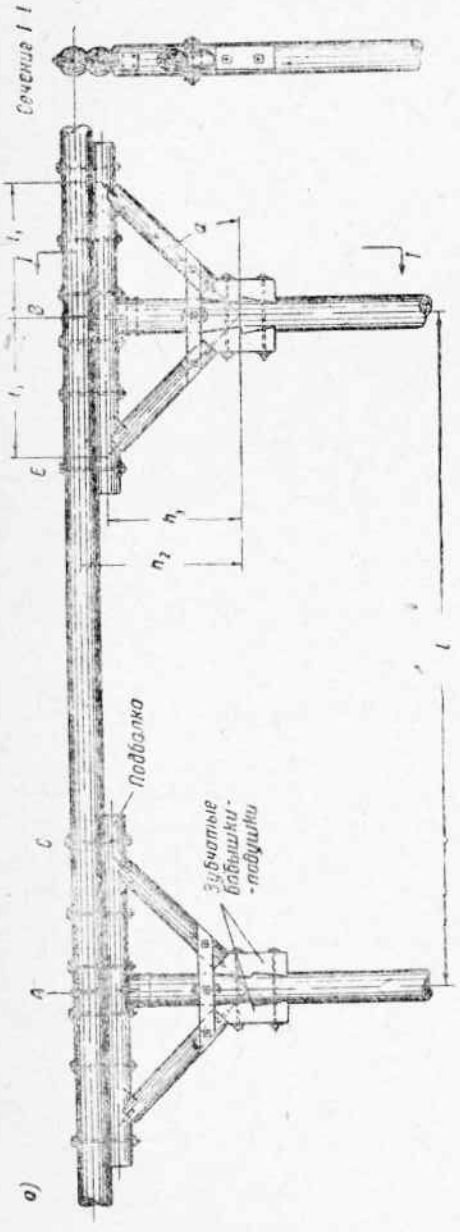


Рис. 134а. Детали конструкции трапецоидально-подкосной системы

Такая система может быть рассчитана так же, как ригельно-подкосная, рассмотренная ниже в п. «Г».

Так же можно рассчитывать и однопролетную упрощенную трапецоидально-подкосную конструкцию с непосредственной врубкой подкосов в прогон.

Однако трапецоидально-подкосная конструкция с подбалками в такой однопролетной схеме практически не применяется. В многопролетной системе правильнее предположить, что усилие, растягивающее подбалку, передается конструкциям соседних пролетов. В этом случае рабочая схема рассматриваемого пролета будет отвечать рис. 136, *г*. При несимметричной вертикальной нагрузке давления в точках C и E уже не будут равны, и система будет дважды статически неопределима. За неизвестные можно принять давления в точках C и E, представляющие собой опорные реакции средних упругих опор прогона, рассматриваемого как трехпролетная неразрезная балка.

В этом предположении трапецоидально-подкосная система с гибкими опорами-стойками может быть рассчитана как трехпролетная балка на упругих опорах. Пользуясь системой уравнений пяти моментов[1], имеем (рис. 136, *д*):

$$M_1 c_1 + M_2 b_2 = k_1,$$
$$M_1 b_2 + M_2 c_2 = k_2. \qquad (10-27)$$

Корни уравнений в общем виде:

$$M_1 = M_C = \frac{k_1 c_2 - b_2 k_2}{c_1 c_2 - b_2^2}, \qquad (11-27)$$

$$M_2 = M_E = \frac{k_2 c_1 - b_2 k_1}{c_1 c_2 - b_2^2}. \qquad (12-27)$$

При $l_1 = l_2$, обозначая l_2 через l_0 и принимая осадку крайних опор равной нулю $\omega_0 = \omega_3 = 0$, получаем значения свободных членов уравнений:

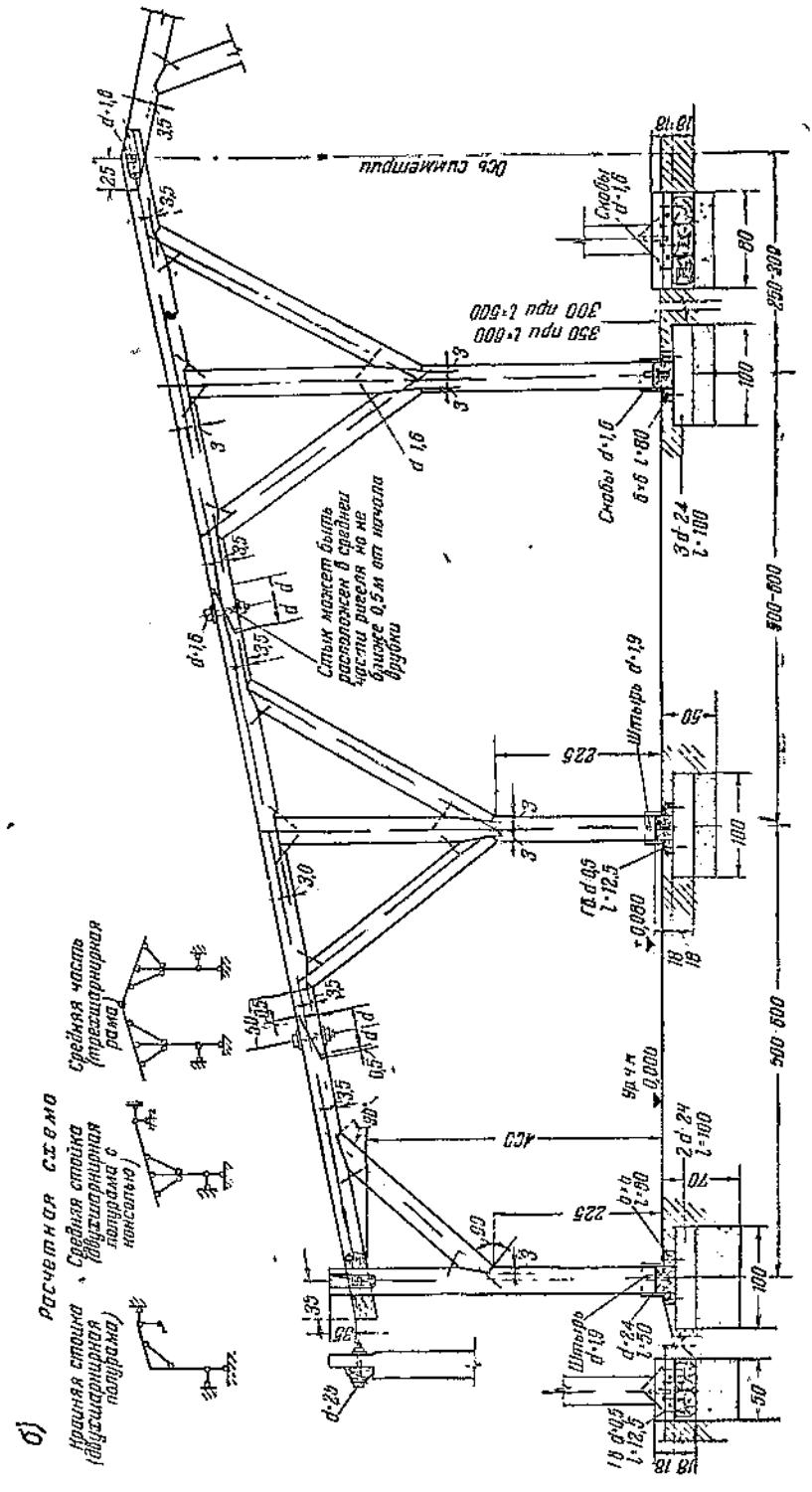
$$k_1 = -\left[\frac{6\Omega_1 d_1}{l_1} - \frac{6\Omega_2 d_2'}{l_0} - \frac{6E_{np}J_{np}[\omega_2 E^0 l_1 - \omega_1 C^0 (l_1 + l_0)]}{l_1 l_0}\right], \qquad (13-27)$$

$$k_2 = -\left[\frac{6\Omega_2 d_2}{l_0} - \frac{6\Omega_3 d_3'}{l_1} - \frac{6E_{np}J_{np}[\omega_1 C^0 l_1 - \omega_2 E^0 (l_1 + l_0)]}{l_1 l_0}\right], \qquad (14-27)$$

где Ω_1, Ω_2 и Ω_3 — моментные площади в первом, втором и третьем пролетах;
d_1 и d_2 — расстояния от центра тяжести соответствующей моментной площади до левой опоры;

[1] См. [169], [176].

d_a^1 и d_a^2 — то же — до правой опоры;
E^0 и C^0 — реакции опор E и C в предположении разрезности прогона над этими опорами;


Расчетная схема
б)
Средняя часть (трехшарнирная рама)
Средняя стойка (двухшарнирная полурама с консолью)
Крайняя стойка (двухшарнирная полурама)
Стык может быть расположен в средней части ригеля но не ближе 0,5 м от начала фрубки
Стыки ригеля
Стыки ригеля
Стыки ригеля

Значения коэфициентов при неизвестных:

$$b_2 = l_0 - \frac{6E_{np}J_{np}(l_2 + l_0)(\omega_1 + \omega_2)}{l_0^2 l_1^2}. \qquad (15-27)$$

$$c_1 = 2(l_1 + l_0) + \frac{6E_{np}J_{np}[\omega_1(l_1 + l_0)^2 + \omega_2 l_1^2]}{l_0^2 l_1^2} \qquad (16-27)$$

$$c_2 = 2(l_1 + l_0) + \frac{6E_{np}J_{np}[\omega_1 l_1^2 + \omega_2(l_1 + l_0)^2]}{l_0^2 l_1^2}. \qquad (17-27)$$

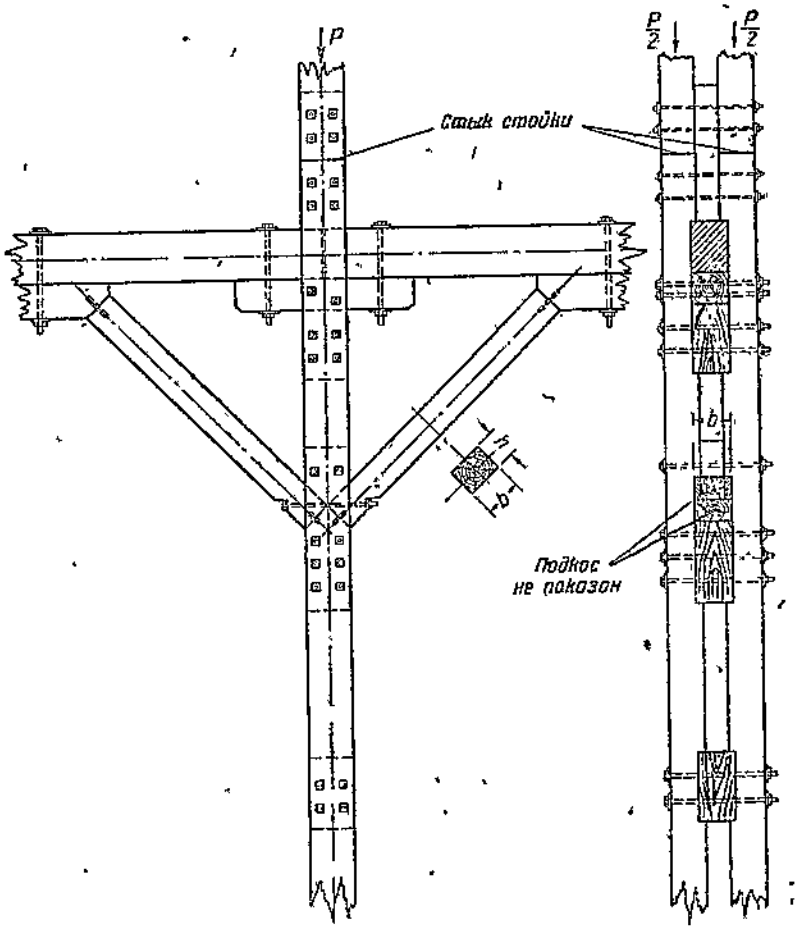


Рис. 135. Детали конструкции многоярусной трапецоидальной подкосной системы

В симметричных системах

$$c_1 = c_2 = c.$$

В соответствии с обозначениями рис. 135, *д* коэфициент упругости средних опор, представляющий осадку опоры от силы, равной единице

$$\omega = \frac{h_2^2 h_1^2}{3h \operatorname{tg}^2 \alpha E_{cm} J_{cm}} \qquad (18-27)$$

где E_{cm} и J_{cm} — модуль упругости и момент инерции стойки.

Влияние жесткости прогонов соседних пролетов на работу загруженного пролета невелико; оно может быть учтено так же, как в ригельно-подкосных системах (см. ниже п. «Г», рис. 140).

Для расчета системы с жесткими опорами (башенного типа и т. п.) в формулах (13—17) надо положить $\omega = 0$.

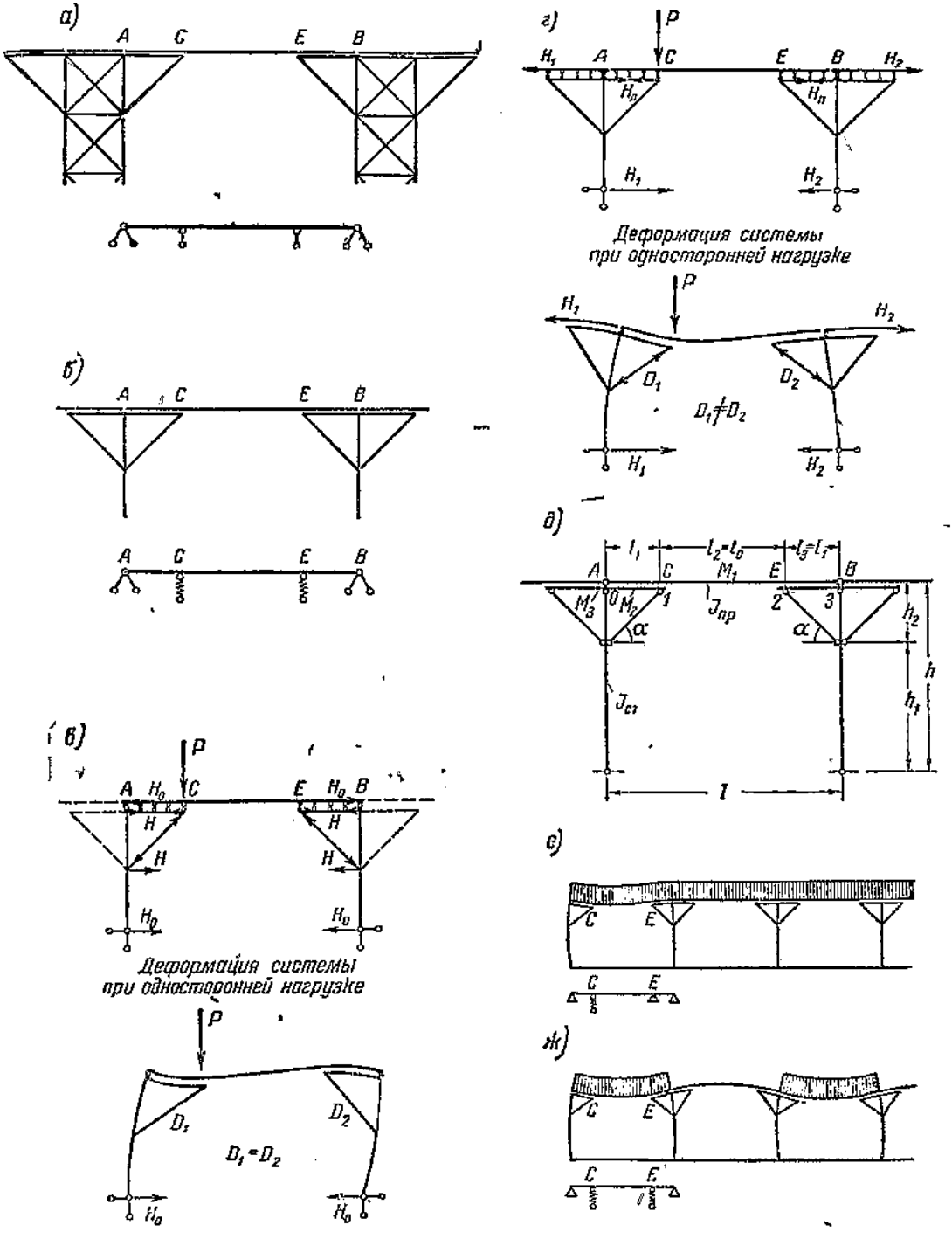

а)
A
C
E
B
б)
A
C
E
B
A
C
E
B
в)
P
A
H_0
C
E
H_0
B
H
H
H
H
H_0
H_0
Деформация системы
при односторонней нагрузке
P
D_1
D_2
$D_1 = D_2$
H_0
H_0
г)
P
H_1
A
C
E
B
H_2
H_n
H_n
H_1
H_2
Деформация системы
при односторонней нагрузке
P
H_1
H_2
D_1
D_2
$D_1 \neq D_2$
H_1
H_2
д)
l_1
$l_2 = l_0$
$l_3 = l_1$
A
C
M_1
E
B
M_3
0
M_2
1
$J_{пр}$
2
3
α
α
h_2
h
h_1
$J_{ст}$
l
е)
C
E
C
E
ж)
C
E
C
E

Рис. 136

Опорные давления в точках C и E определяются по формулам:

$$C = C^0 + \frac{M_1}{l_1} + \frac{M_1 - M_2}{l_2}, \qquad (19-27)$$

$$E = E^0 + \frac{M_2}{l_1} + \frac{M_2 - M_1}{l_2}. \qquad (20-27)$$

Расчет систем с гибкими опорами в крайних пролетах можно вести тем же методом, приближенно принимая:

а) при нагрузке, равномерно распределенной во всех пролетах согласно рис. 135, *е* (например, при постоянной нагрузке), — крайнюю опору C — упругой, а опору E — жесткой, что отвечает $\omega_2 = 0$;

б) при временной нагрузке, допускающей загружение по схеме рис. 136, *эс*,—обе опоры упругими так же, как и в средних пролетах.

В системах с жесткими опорами, а также для средних пролетов систем с гибкими опорами при нагрузке, равномерно распределенной во всех пролетах, и обычных соотношениях размеров системы (близких к $l_1 = 0{,}25\,l$) приближенно можно принять:

$$M_1 = M_2 = M_C = M_E = \frac{q\,(l_1 + l_0)^2}{32}. \qquad (21-27)$$

Усилия в подкосах $D_1 = \frac{C}{\sin\alpha}$; $D_2 = \frac{E}{\sin\alpha}$. (22—27)

Распор и растягивающее усилие в подбалке:

на левой опоре $$H_1 = \frac{C}{\operatorname{tg}\alpha}, \qquad (23-27)$$

на правой опоре $$H_2 = \frac{E}{\operatorname{tg}\alpha}. \qquad (23'-27)$$

Усилия в средних стойках-опорах многопролетной системы:

а) в верхней части $V_в = 2A = 2\left(A^0 - \frac{M_1}{l_1}\right)$. (24—27)

б) в нижней части $V_н = 2\,(A + C)$. (25—27)

Расчет прогона, подкосов и стоек трапецоидально-подкосной системы аналогичен расчету соответствующих элементов одноподкосной системы (см. выше п. «Б» § 27).

Некоторые особенности представляет расчет растянутой подбалки, одновременно подвергающейся изгибу под действием передающейся на нее части момента, действующего в прогоне на участке AC.

Напряжение в подбалке определяется по формулам:

а) в пролете, в сечении с наибольшим M_2 (рис. 136, *д*)

$$\sigma_p = \frac{H}{k_p F_{нт}} + \frac{M_2}{\Sigma W_{нт}} \leqslant [\sigma_p], \qquad (26-27)$$

где $\Sigma W_{нт}$ — сумма моментов сопротивления подбалки и прогона (бревен или брусьев последнего, не имеющих стыков в пролете подбалки);

H — усилие, растягивающее подбалку;

$F_{нт}$ — площадь поперечного сечения подбалки в месте M_2;

k_p — коэфициент согласно § 44 ч. I курса[1];

б) на опоре (над стойкой)

$$\sigma_p = \frac{H}{k_p F_{нт}} + \frac{M_3}{W_{нт}^{пб}} \leqslant [\sigma_p], \qquad (26'-27)$$

где M_3 — опорный момент подбалки (от нагрузки, передающейся на подбалку);

$W_{нт}^{пб}$ и $F_{нт}$ — момент сопротивления и площадь поперечного сечения подбалки на опоре.

* Согласно «Указаниям по проектированию и применению деревянных конструкций в условиях военного времени» поверка напряжений в обоих случаях должна производиться по аналогичным формулам[2], но без коэфициента k_p ($k_p = 1$) и с добавочным множителем $\frac{[\sigma_p]}{[\sigma_и]}$ во втором члене (см. § 45 ч. I курса)*.

---

[1] См. § 11 [1].

[2] См. п. 19 [5].

Г. Конструкция и расчет ригельно-подкосной системы

(схема 3 табл. 8)

Ригельно-подкосная система применяется как в однопролетных, так и в многопролетных решениях (рис. 137).

В ригельно-подкосной системе прогон в средней части пролета усилен ригелем, концы которого поддерживаются подкосами. Устойчивость системы при любой нагрузке обеспечивается жесткостью неразрезного прогона A—B, стыкуемого только над основными опорами-стойками A и B. Ригель скрепляется с прогоном болтами (или иными связями).

Рассмотрим первоначально работу и метод расчета однопролетной ригельно-подкосной системы с жесткими (несмещающимися) опорами в нижних концах подкосов.

Одно из возможных конструктивных решений такой системы представлено на рис. 138, *а*, расчетная схема—на рис. 138, *б*.

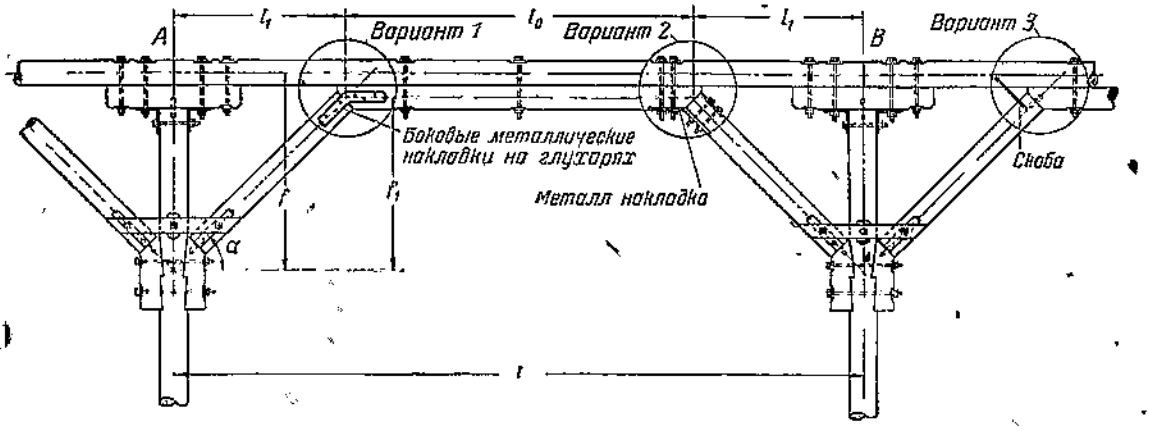


Рис. 137. Детали конструкции ригельно-подкосной системы

Последняя отвечает следующим предпосылкам, положенным в основу расчета:

1) Прогон—жесткий (не имеет стыков) на всем протяжении от A до B.

2) Наличие связей (обычно болтов), скрепляющих ригель с прогоном, и силы трения, возникающие между ригелем и прогоном при действии вертикальной нагрузки, позволяют предположить об отсутствии скольжения ригеля по прогону.

Правильность такой предпосылки определяется конструктивной необходимостью постановки во всех случаях достаточно мощных связей при сплачивании ригеля и прогона и обеспечивается достаточной протяженностью шва для удобного размещения потребного количества связей.

Одновременно за счет податливости связей и неплотностей, образующихся при постановке их, предполагается возможность, независимо от прогона, осевого укорочения ригеля под влиянием сжимающих усилий в последнем.

При наличии по всей длине ригеля болтовых связей, хотя и недостаточно мощных для полного восприятия сдвигающих усилий, возникающих при изгибе в шве между ригелем и прогоном, но могущих воспринять растягивающие усилия, ригель тоже включается в работу прогона на изгиб; в связи с этим на участке C—E момент инерции принимается равным сумме моментов инерции прогона и ригеля ($J_{пр}+J_{р}$).

3) Опоры A и B прогона принимаются подвижными, допускающими горизонтальные перемещения прогона, но препятствующими вертикальным смещениям его концов.

4) Примыкание концов подкосов к ригелю и к опорам предполагается шарнирным.

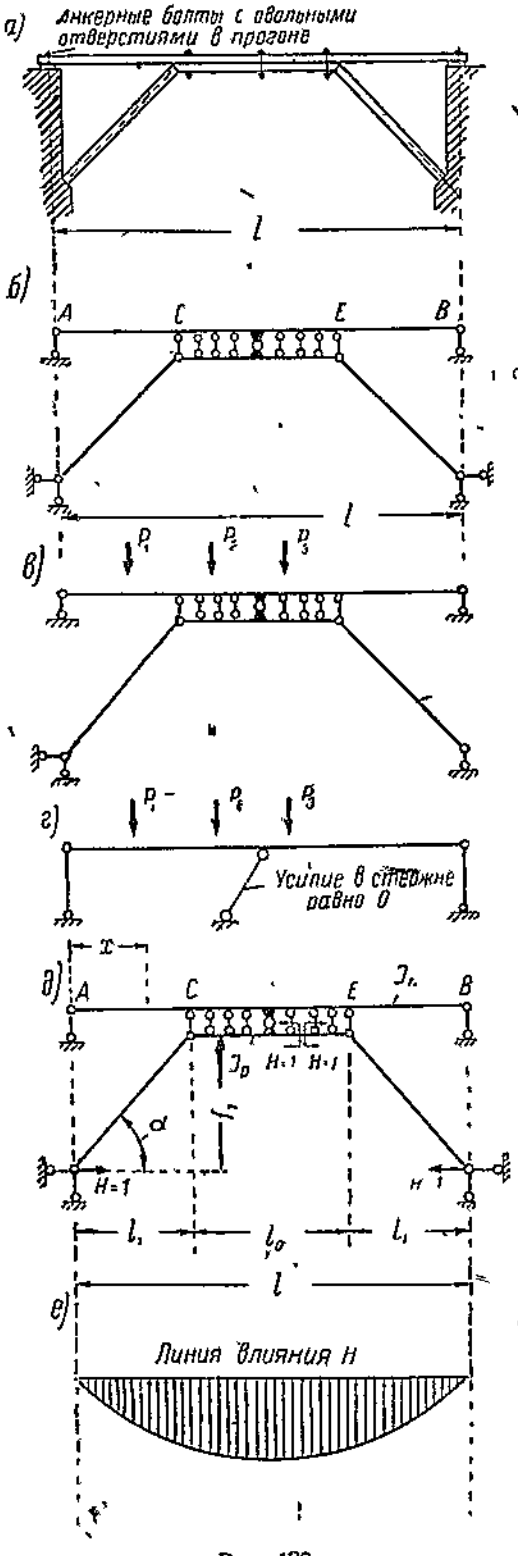


Рис. 138

Отвечающая этим предпосылкам расчетная схема (рис. 138, *б*) представляет собой однажды статически неопределимую систему.

Условие равновесия такой симметричной системы под действием вертикальной нагрузки требует равенства вертикальных сил в точках C и E.

Разрезав один из стержней, например ригель (или один из подкосов), или превратив одну из опор подкосов в подвижную, получим основную статически определимую балочную систему (представленную на рис. 138, *в*). При вертикальной нагрузке в ней работает только прогон; осевые усилия в раскосах и ригеле равны нулю.

Эта система аналогична изображенной на рис. 138, *г* балке, в которой средний наклонный стержень при вертикальной, нормальной к оси балки нагрузке не работает и необходим только в случае действия сил, горизонтальная составляющая которых не равна нулю.

За лишнее неизвестное примем распор системы H, равный усилию в ригеле.

Пренебрегая продольными деформациями[1] стержней, можем найти распор из известного выражения:

$$H = -\frac{\Delta_{ip}}{\delta_{ii}} = -\frac{\sum\int \frac{\overline{M}_0 \overline{M}\, dx}{E_m J_m}}{\sum\int \frac{\overline{M}^2 dx}{E_m J_m}}, \quad (27-27)$$

где M_0 — момент от заданной нагрузки в элементах основной системы;

$\overline{M}$ — моменты в элементах той же основной системы от действия усилий $H = 1$ (рис. 138, *д*);

E_m и J_m — модуль упругости и момент инерции m-го элемента системы (в рассматриваемом случае — только прогона).

Раскрывая интегралы, будем иметь для знаменателя:

$$\delta_{ii} = \sum \int \frac{\overline{M}^2 dx}{E_m J_m} = \frac{\operatorname{tg}^2 \alpha l^3}{3E} m^2 \left(\frac{2m}{J_{np}} + \frac{3-6m}{J_{np} + J_p} \right). \quad (28-27)$$

Для случая вертикальной нагрузки интенсивностью q, равномерно распреде-

[1] Которые весьма незначительны, см.[39].

денной по всему пролету, выражение для перемещения в направлении выбранного неизвестного будет иметь вид:

$$\Delta_{pi} = \sum \int \frac{M_0 \overline{M} dx}{E_m J_m} = \frac{ql^3 f_1}{12E}\left(\frac{4m^2 - 3m^3}{J_{np}} + \frac{1 - 6m^2 + 4m^3}{J_{np} + J_p}\right), \qquad (29-27)$$

где $m = \frac{l_1}{l}$ и $\operatorname{tg}\alpha = \frac{f_1}{l_1}$;

Подставляя формулы (28—27) и (29—27) в выражение (27—27) и вынося в знаменателе за скобки $\frac{2}{3}\frac{lf_1^2}{E}$, получим:

$$H = \frac{ql^2}{8f_1} \cdot \frac{\dfrac{4m^2 - 3m^3}{J_{np}} + \dfrac{1 - 6m^2 + 4m^3}{J_{np} + J_p}}{\dfrac{m}{J_{np}} + \dfrac{1{,}5 - 3m}{J_{np} + J_p}} = \frac{ql^2}{8f_1}\gamma. \qquad (30-27)$$

Если прогон составного сечения, то податливость связей его можно учесть, приняв $J_{np} = 0{,}7J_{br}$, где J_{br} — момент инерции составной балки брутто, определяемый в соответствии с указаниями главы II раздела первого.

Если не учитывать работы ригеля на изгиб, т. е. положить $J_p = 0$, то формула (30 — 27) упростится и примет вид:

$$H = \frac{ql^2}{8f_1} \cdot \frac{1 - 2m^2 + m^3}{1{,}5 - 2m} = \frac{ql^2}{8f_1}\gamma'. \qquad (31-27)$$

Ниже, в табл. 12 (см. стр. 223) даны значения коэфициента γ' для различных значений $m = \frac{l_1}{l}$, соответствующих наиболее употребительным соотношениям размеров $\frac{f_1}{l_0}$ (см. схему 3 табл. 8).

При загружении равномерно распределенной нагрузкой половины пролета распор:

$$H_{\frac{q}{2}} = \frac{ql^2}{16f_1}\gamma'. \qquad (32-27)$$

Усилия в элементах системы:

сжимающие усилия в ригеле $N_p = -H$; (33 — 27)

усилия в подкосах $D = -\frac{H}{\cos\alpha}$; (34 — 27)

давления в точках примыкания подкосов к ригелю

$$C = E = H\operatorname{tg}\alpha; \qquad (35-27)$$

изгибающий момент в сечении прогона на расстоянии x от левой опоры:

$$M_x = M_x^0 - Hy, \qquad (36-27)$$

где M_x^0 — момент в свободнолежащей балке пролетом l от данной нагрузки;

$y = x\operatorname{tg}\alpha$ для участка от 0 до l_1;
$y = f_1$ для участка от l_1 до $(l - l_1)$.

Подставляя в формулу (36—27) значения H из формулы (35—27), получаем другое (часто применяемое) выражение момента:

$$M_x = M_x^0 - Cx. \qquad (37-27)$$

В случае применения ригельно-подкосной системы под сосредоточенную и равномерно распределенную несимметричную нагрузку, могущую располагаться на некотором участке пролета [1], или под подвижную нагрузку [2] удобнее пользоваться линиями влияния [3].

Ординаты линии влияния распора под грузом $P = 1$ определяются из выражения:

$$\eta_{hi} = \frac{\delta_{pi}}{\delta_{pp}}. \qquad (38-27)$$

[1] Например в междуэтажных перекрытиях.
[2] Например в подкрановых балках временных и вспомогательных сооружений.
[3] При несимметричной нагрузке удобно также пользоваться методом Андрэ.

Здесь δ_{pu} представляет собой ординату линии прогиба основной системы (в месте расположения груза $P=1$ от нагрузки $H=1$);

δ_{uu} имеет то же значение, что в формулах (27—27) и (28—27).

Линия прогиба основной системы от нагрузки $H=1$ представляет собой упругую линию балки (прогона с переменным моментом инерции), нагруженной двумя сосредоточенными грузами, равными $C=-1\ \mathrm{tg}\,\alpha$; ординаты этой упругой линии определяются по формулам:

$$\text{для } x \leqslant l_1 \quad \delta_{pu}=y_1=\frac{\mathrm{tg}\,\alpha}{6E}\left[3l_1x\left(\frac{l_1}{J_{np}}+\frac{l-2l_1}{J_{np}+J_p}\right)-\frac{x^3}{J_{np}}\right], \tag{39—27}$$

$$\text{для } l_1 \leqslant x \leqslant (l-l_1) \quad \delta_{pu}=y_2=\frac{l_1\,\mathrm{tg}\,\alpha}{6E}\left[\frac{3}{J_{np}+J_p}(xl-x^2-l_1^2)+\frac{2l_1^2}{J_{np}}\right], \tag{40—27}$$

или, полагая $J_p=0$:

$$\delta_{pu}=y_1=\frac{\mathrm{tg}\,\alpha}{6EJ_{np}}\left[3l_1x(l-l_1)-x^3\right] \tag{41—27}$$

и

$$\delta_{pu}=y_2=\frac{l_1\,\mathrm{tg}\,\alpha}{6EJ_{np}}[3x(l-x)-l_1^2]. \tag{42—27}$$

Значения букв, входящих в эти формулы, те же, что и выше. Разделив y_1 и соответственно y_2 на δ_{uu}, получим ординаты линии влияния распора H (рис. 138, *е*).

Эту линию влияния приближенно можно заменить параболой со стрелкой

$$\eta_n^{l/2}=\frac{3}{16}\frac{l}{f_1}\gamma, \tag{43—27}$$

или упрощая

$$\eta_n^{l/2}=\frac{3}{16}\frac{l}{f_1}\gamma'. \tag{44—27}$$

Ординаты η_n даны в табл. 11.

Таблица 11

$x=$	0,05	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50	Множитель l
$\eta_n=$	0,03563	0,06750	0,09563	0,12000	0,14063	0,15750	0,17063	0,18000	0,18563	0,18750	Множитель $\frac{l}{f_1}\gamma$ или $\frac{l}{f_1}\gamma'$

Линии влияния усилий N_p, D и моментов M_x могут быть построены по формулам (33—27 34—27 и 36—27)[1].

Ригель рассчитывается на сжатие с изгибом частью момента, приходящейся на ригель[2]; связи между прогонами и ригелем рассчитываются на передачу ими путем работы их на растяжение той же части момента. При наличии нагрузки на прогон в виде горизонтальных сил (например тормозных усилий в подкрановых балках) связи следует проверить на передачу ими полного горизонтального усилия, действующего на систему.

Изложенный способ расчета может быть распространен на конструкции с опорами башенного типа и с мощными опорами составного сечения (см. гл. III раздела пятого), так как в этих случаях влияние изгиба опор[3] на работу системы весьма незначительно.

В ригельно-подкосных конструкциях с гибкими опорами-стойками, например в однопролетной ригельно-подкосной системе по схеме рис. 139, *а*, величина распора H благодаря деформации изгиба опор-стоек уменьшается и соответственно увеличиваются положительные моменты в прогоне.

---

[1] Подробнее о линиях влияния см. [39].

[2] При распределении момента пропорционально J_p и J_{np}.

[3] А в многопролетных системах—и на работу соседних пролетов.

Прогон, помимо работы на изгиб, воспринимает растягивающие усилия, вызванные реакциями в верхних концах работающих на изгиб стоек-опор (рис. 139, *б*).

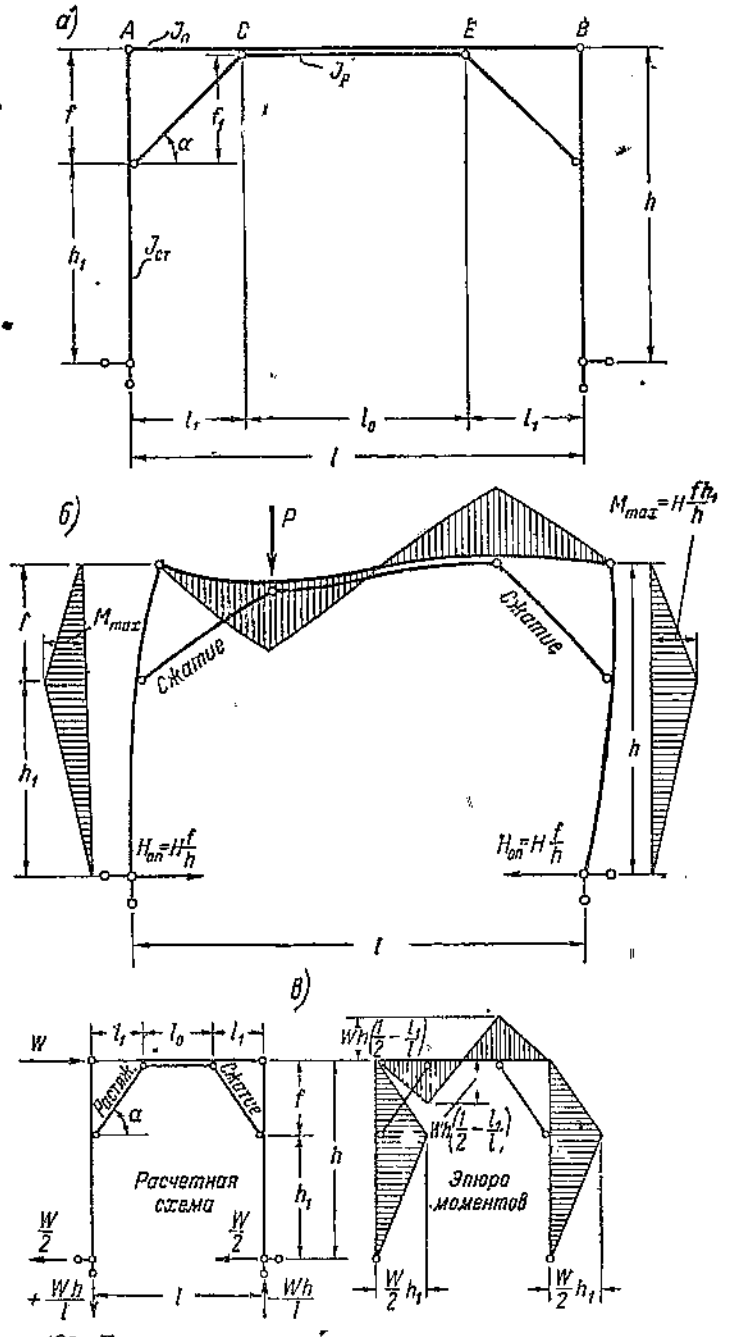


Рис. 139. Геометрическая схема и эпюры моментов в однопролетной ригельно-подкосной системе

В остальном система работает аналогично рассмотренной выше ригельно-подкосной системе с несмещающимися нижними концами подкосов. Вертикальные давления в точках *C* и *E* равны при любой вертикальной нагрузке.

Величина распора *H* для этой системы будет отличаться от приведенной выше [формулы (27—27), (30—27) или (31—27)] только знаменателем, в котором появится второе слагаемое за счет деформации изгиба обеих стоек-опор от сил $H=1$.

При обозначениях согласно рис. 139, *а*

$$\sum\int\frac{\overline{M}^2dx}{E_mJ_m}=\frac{\operatorname{tg}^3\alpha l^3}{3E}m^2\left(\frac{2m}{J_{np}}+\frac{3-6m}{J_{np}+J_p}\right)+2\frac{f^2h_1^2}{3EJ_{cm}h_1}. \qquad (45-27)$$

Обозначив отношение первого слагаемого формулы (45—27) к половине второго коэфициентом ζ и помня, что $m=\frac{l_1}{l}$ и $\operatorname{tg}\alpha=\frac{f_1}{l_1}$, будем иметь после некоторых преобразований

$$\zeta=\frac{hlJ_{cm}f_1^2}{h_1^2f^2}\left(\frac{2m}{J_{np}}+\frac{3-6m}{J_{np}+J_p}\right) \qquad (46-27)$$

и

$$\sum\int\frac{\overline{M}^2dx}{E_mJ_m}=\delta_{uu}\frac{\zeta+2}{\zeta}, \qquad (47-27)$$

где δ_{uu} — выражение перемещения, согласно формуле (28—27).

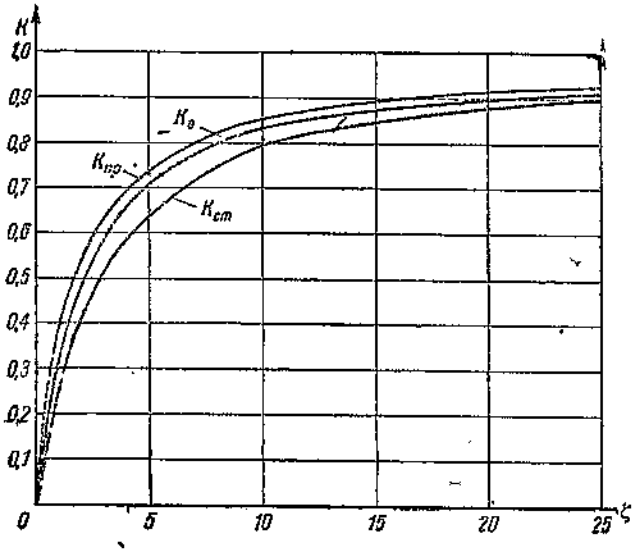


Рис. 140. График коэфициентов k_0, k_{np} и k_{cm} для определения распора

Распор рассматриваемой системы примет тогда вид:

$$H=-\frac{\Delta_{pu}\zeta}{\delta_{uu}(\zeta+2)}. \qquad (48-27)$$

Полагая $-\frac{\Delta_{pu}}{\delta_{uu}}=H_0$ и $\frac{\zeta}{\zeta+2}=k_0$, получим:

$$H=k_0H_0, \qquad (49-27)$$

где через H_0 обозначен распор в ригельно-подкосной системе с жесткими опорами, определяемый для различных видов нагрузки в соответствии с изложенным выше.

Значения коэфициента k_0 как функции ζ даны на графике рис. 140.

Нормальные усилия в верхней части стоек

$$V_a=A^0-C,$$

где A^0 — реакция опоры простой балки пролетом l;
C — давление в точке c.

Усилия в нижней части стоек $V_n=A^0$. Кроме действия нормальных сил, стойки подвергаются изгибу сосредоточенной силой H. Максимальный момент в месте приложения последней (рис. 139, *б*):

$$M_{max}=\frac{Hfh_1}{h}.$$

Стойки рассчитываются аналогично опорам-стойкам одноподкосной системы (см. п. «Б» настоящего параграфа).

Крепление прогона к верхней части стоек должно быть рассчитано на передачу усилия $N_{np}=H\frac{h_1}{h}$.

На действие горизонтальных нагрузок рассматриваемая система рассчитывается как двухшарнирная рама.

Эпюры моментов в системе под действием силы W представлены на рис. 139, *в*.

Растянутый раскос необходимо дополнительно закрепить по концам; крепление должно быть рассчитано на передачу максимального растягивающего усилия. Если горизонтальная нагрузка знакопеременна, то следует крепить оба раскоса.

Связи, служащие для прикрепления ригеля к прогону, должны быть проверены на передачу сдвигающего усилия, равного $\frac{Wh}{f}$.

В многопролетных ригельно-подкосных системах на работу конструкции в загруженном пролете оказывают влияние соседние пролеты. Исследования показывают, что влияние соседних пролетов существенно сказывается только при гибких опорах. Почти во всех случаях достаточно учитывать по одному

смежному пролету с каждой стороны от расчетного, т. е. рассматривать трехпролетную ригельно-подкосную систему. Учет влияния смежных пролетов несколько повышает величину распора H в расчетном пролете по сравнению с однопролетной схемой.

Величина распора H в расчетном пролете многопролетной ригельно-подкосной системы может быть выражена через распор H_0 системы с жесткими опорами[1]:

$$H = \frac{C}{\operatorname{tg}\alpha} = \frac{k_{np}C^0}{\operatorname{tg}\alpha} = k_{np}H_0. \qquad (50-27)$$

Часть распора расчетного пролета, воспринимаемая стойкой

$$H_{cm} = k_{cm}H_0. \qquad (51-27)$$

Коэфициенты k_{np} и k_{cm} определяются по графику рис. 140.

Как видно из этого графика, $k_{cm} < k_0$, что и следовало ожидать, так как часть распора передается конструкции соседнего пролета; разница между коэфициентами k_0, k_{np} и k_{cm} невелика, что подтверждает высказанное выше предположение о незначительном влиянии соседних пролетов.

Д. Особенности изготовления и сборки подкосных систем

Подкосные системы (особенно из бревен) на врубках являются типичной конструкцией построечного, кустарного изготовления.

Возможность индустриального производства их исключается почти неизбежной необходимостью пригонки врубок на месте при сборке конструкции. Процессы производства работ по возведению подкосных систем (при наличии электроэнергии на строительной площадке) могут быть частично механизированы путем применения переносного электрифицированного инструмента. При устройстве врубок в подкосных системах можно рекомендовать применение простейших шаблонов (рис. 141).

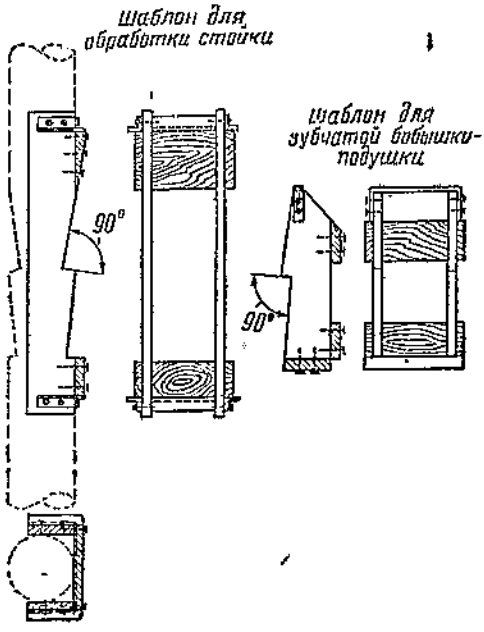


Рис. 141 Шаблоны для устройства врубок в элементах подкосных систем

Сборку подкосных систем, обычно при небольшой их высоте, можно производить с легких переносных подмостей. При подъеме отдельных элементов рекомендуется использование небольших передвижных кранов.

§ 28. ШПРЕНГЕЛЬНЫЕ И ПОДВЕСНЫЕ СИСТЕМЫ

А. Общие принципы проектирования и детали конструкции шпренгельных систем (схемы 4 и 5 табл. 8)

Шпренгельные системы представляют собой, как правило, неразрезные балки преимущественно цельного сечения из бревен или брусьев (а в отдельных случаях и составного сечения), усиленные металлическими «подпружными цепями», выполняемыми обычно в виде тяжей из круглого железа. При наличии одного стыка балки где-либо в пролете однажды статически неопределимая комбинированная система превращается в статически определимую (см., например, ниже рис. 168). Для шпренгельных систем рекомендуется применять неразрезные балки, обладающие значительно более высокой жесткостью.

[1] Вывод см. [39].

Шпренгельные системы, как и подкосные, обычно применяются в случаях, когда возможно некоторое стеснение габарита под конструкцией, для придания ей необходимой высоты.

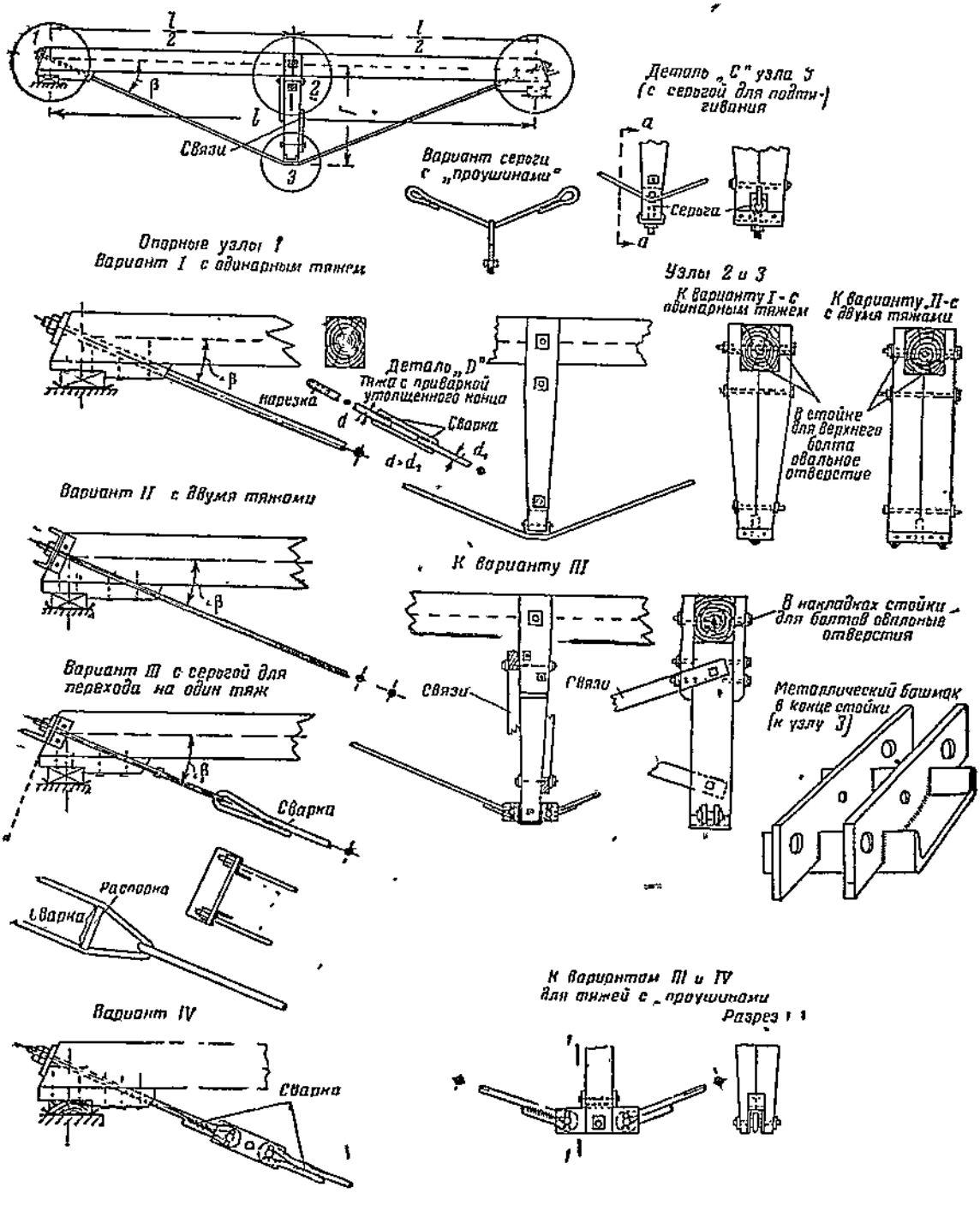


Рис. 142. Треугольная шпренгельная система и ее узлы

Сечение подпружной цепи рекомендуется делать из одного тяжа, что избавляет от затруднений, возникающих при регулировке натяжения нескольких параллельно работающих тяжей. Не следует применять в сечении подпружной цепи более двух тяжей. При усилении балочных конструкций путем пре-

вращения их в шпренгельные системы, приопорную часть подпружной цепи удобнее делать из двух тяжей, охватывающих усиляемую балку. Во всех случаях должна быть обеспечена возможность подтягивания тяжей как при сборке, так и в период последующей эксплоатации. Если доступ к концам тяжей на опорах будет затруднителен, то тяжи необходимо снабжать специальными приспособлениями для натяжения.

В трапециевидных системах это может быть достигнуто постановкой стяжной муфты, например в средней горизонтальной части тяжа (рис. 143, *а*) или

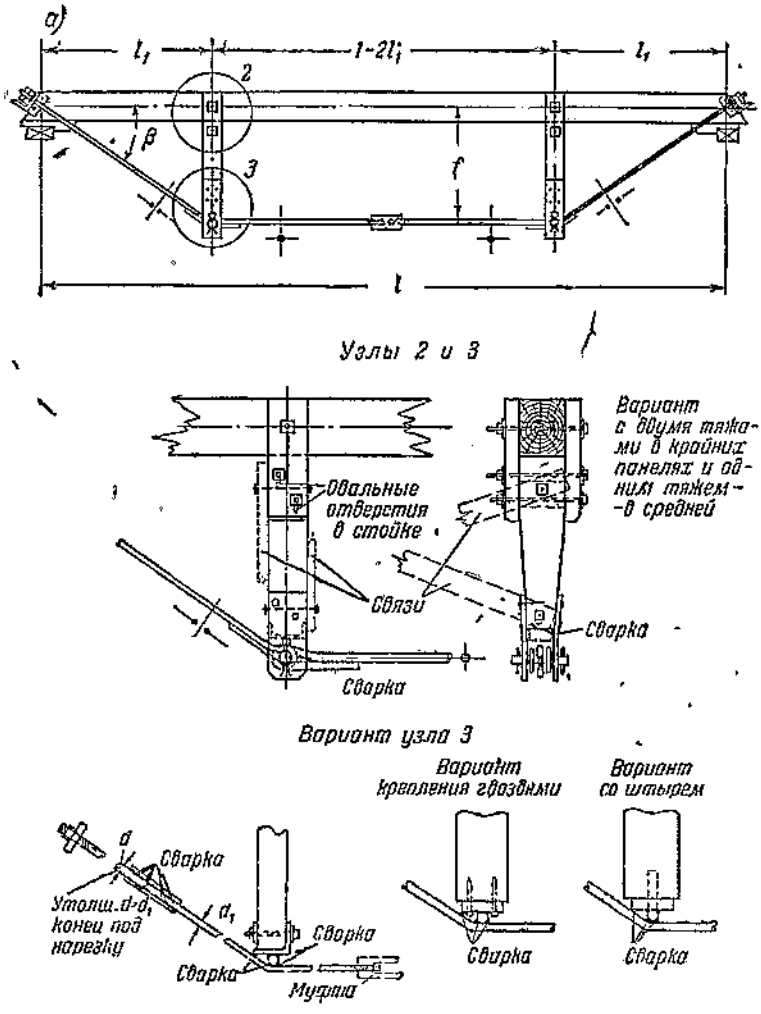


Рис. 143а. Трапециевидная шпренгельная система и ее узлы

конструкцией подпружной цепи согласно рис. 143, *б*; в треугольных можно рекомендовать в этом случае конструкцию среднего нижнего узла *3* согласно детали *С* с «серьгой» (рис. 142). Эта конструкция достаточно проста в изготовлении и удобна в эксплоатации. У тяжей диаметром более 19 *мм* рекомендуется производить осадку концов под нарезку. В целях экономии металла можно также рекомендовать приварку утолщенных (под нарезку) концов тяжей (см. деталь *D* рис. 142).

Допускаемые напряжения и общие правила расчета самих тяжей см. § 58 ч. I курса.

На рис. 142 представлены конструкция и детали узлов треугольной шпренгельной системы в нескольких вариантах.

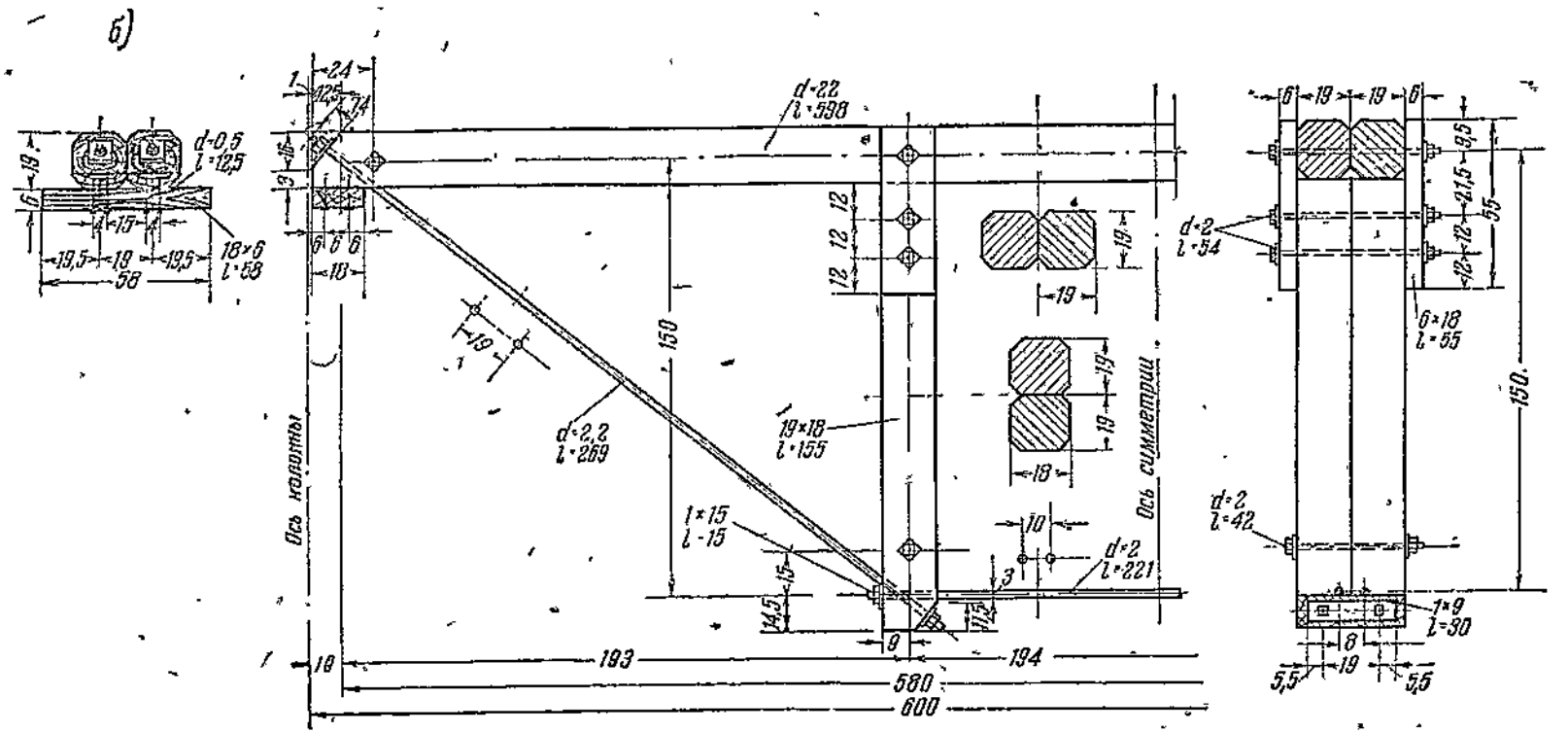


Рис. 143б. Трапециевидная шпренгельная система и ее узлы

Достоинством варианта I является наличие одного тяжа, недостатком—то, что длинный тяж с приваренным к нему швеллером узла *3* имеет нетранспортабельную форму. Это повышает опасность случайных изгибов тяжа, а погнутый тяж трудно полностью выправить. Вариант II, не имея достоинства варианта I, сохраняет его недостаток; этот вариант удобен лишь при усилении дефектных балок путем превращения их в шпренгельную систему. Вариант III обладает более сложной конструкцией узла *3*, но зато имеет существенное преимущество перед вариантами I и II в отношении «подпружной цепи», состоящей из нескольких прямолинейных транспортабельных тяжей. Вариант IV, сохраняя достоинство варианта I (один тяж), обладает преимуществом варианта III—конструкцией подпружной цепи из нескольких тяжей с «проушинами».

Шайбу «подпружной цепи» и опорную подушку следует располагать таким образом, чтобы ось тяжа и опорная реакция пересекались на оси балки, чем достигается центрирование нормального усилия, сжимающего балку. В отдельных случаях, преимущественно при ремонтных работах, приходится отступать от этого принципа, например, при усилении двутавровой балки с перекрестной стенкой на гвоздях, когда сжимающее усилие удобнее из габаритных соображений передавать на верхний пояс балки.

На рис. 143 даны примеры конструкции трапециевидной шпренгельной системы; на рис. 143, *б—в* применении к подкрановой балке в облегченных конструкциях промзданий военного времени.

Во всех шпренгельных системах необходима постановка вертикальных связей в плоскости стоек для предотвращения выхода нижнего пояса из плоскости системы. Конструкции следует соединять вертикальными связями попарно. Подробнее об этих связях и об их конструкции см. ниже, раздел третий.

Б. Общие принципы проектирования и детали конструкции подвесных систем (схемы 6 и 7 табл. 8)

Подвесные комбинированные системы состоят из неразрезной балки, усиленной путем подвески ее в одной или двух точках к треугольной или трапециевидной системе сжатых, бревенчатых или брусчатых элементов.

Сочетанием этих основных схем могут быть образованы более сложные подвесные системы.

В отличие от шпренгельных систем подвесные системы применимы при ограниченном габарите под конструкцией и наличии достаточного пространства над основной балкой-прогоном.

Подвески («бабки») этих систем делаются как металлическими в виде тяжей, так и деревянными (тоже натяжными). Первое решение, как более надежное, является основным. При проектировании металлических подвесок-тяжей следует руководствоваться принципами, данными выше для тяжей «подпружной цепи» шпренгельных систем, а также правилами § 58 и 59 ч. I курса. Узловые сопряжения деревянных элементов, в том числе и опорные узлы, выполняются обычно на лобовых врубках.

На рис. 144 представлена в различных вариантах треугольная подвесная система, носящая также название «простая подвесная система».

Опорный узел *1* решен простым или двойным лобовым зубом, что является нормальным решением для подвесных систем.

Коньковый узел *2* при металлической подвеске решается весьма просто; рациональнее всего подвеску делать из одного тяжа. Конструктивно простое сопряжение такой подвески с балкой обладает, однако, тем недостатком, что ослабляет сечение балки в месте опорного момента, который часто является максимальным—расчетным. С этой точки зрения деталь (вариант) узла *3* лучше.

На рис. 144 даны также два варианта конструкции конькового узла *2* для треугольных систем с деревянной подвеской.

Характер передачи нагрузки на верхний пояс определяет способ сопряжения последнего с подвеской (варианты I и II).

Для случая деревянной подвески там же дана деталь узла *3* с конструкцией, обеспечивающей возможность подтягивания балки.

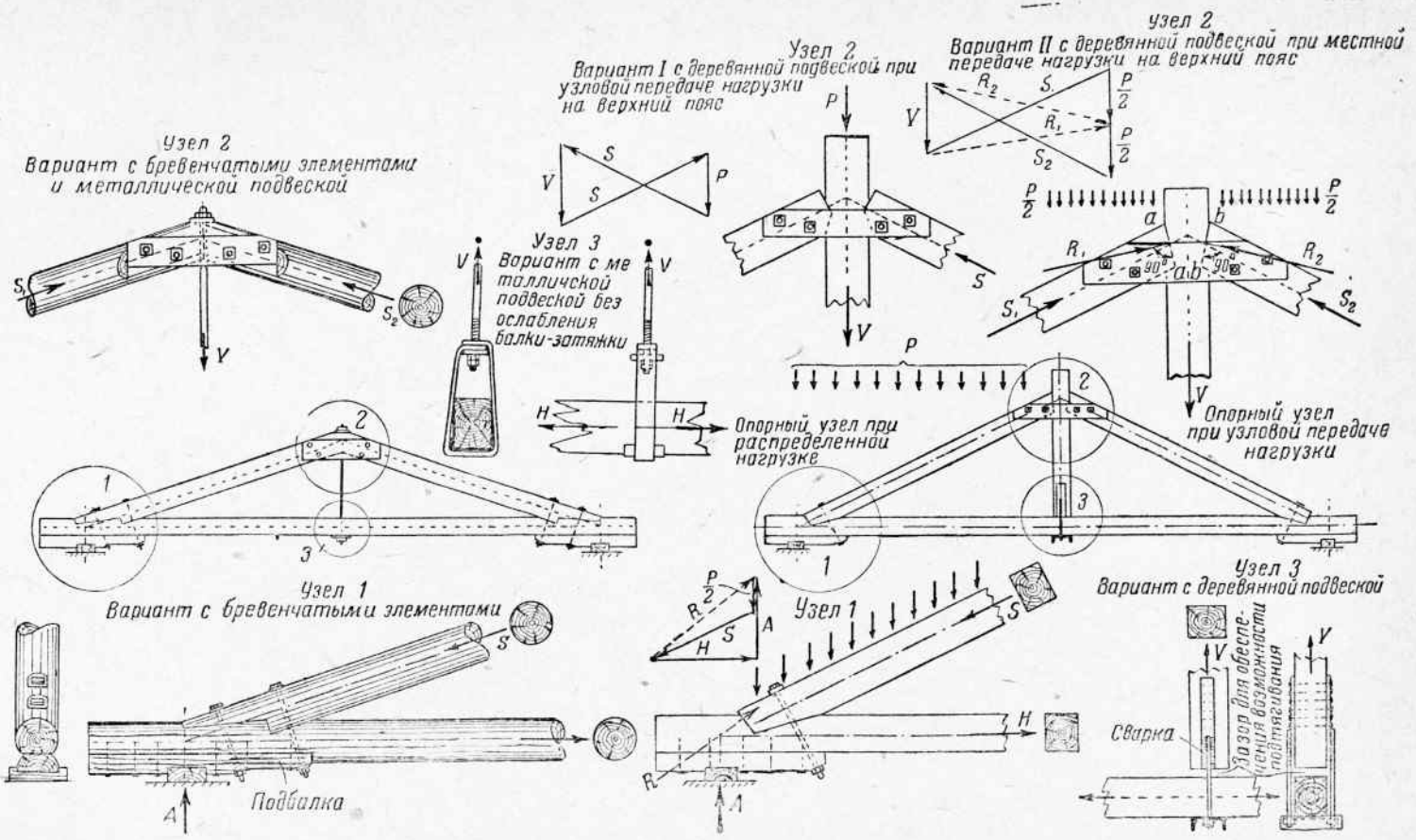


Рис. 144. Треугольная («простая») подвесная система и ее узлы

В трапециевидной подвесной системе, носящей также название «двойной подвесной системы», с металлическими подвесками узел 2 (см. схему 7 табл. 8) решается трехлобовыми сопряжением аналогично узлу на рис. 160. Конструкция опорного узла 1 и узла 3 аналогична соответствующим узлам треугольной системы.

В. Расчет шпренгельных и подвесных систем

Как шпренгельные, так и подвесные простейшие комбинированные системы однажды статически неопределимы. За лишнюю неизвестную удобнее всего принимать «распор» системы H, представляющий собой горизонтальную проекцию усилия в «подпружной цепи» или в подкосах.

Для любой из этих систем, находящихся под действием заданной нагрузки, распор H может быть найден из выражения (27—27).

Пренебрегая, как и в ригельно-подкосной системе, деформациями стержней от нормальных сил, распор трапециевидной (двойной или двухстоечной) шпренгельной и подвесной систем от вертикальной равномерно распределенной по всему пролету нагрузки при постоянном сечении балки и обозначениях рис. 145, *а* и *б* найдем по формуле (31—27), где $m = \frac{l_1}{l}$.

В тех случаях, когда деформациями от нормальных сил пренебрегать нельзя, влияние их может быть приближенно оценено (учитывая деформации как стержней, так и сопряжений) коэфициентом 1,10 к выражению

$$\sum \int \frac{\bar{M}^2 dx}{E_m J_m}.$$

Выражение для распора будет иметь вид:

$$H = \frac{ql^2}{8f_1} \cdot \frac{1 - 2m^2 + m^3}{1{,}1\,(1{,}5 - 2m)} = \frac{ql^2}{8f_1}\gamma. \qquad (1-28)$$

Значения коэфициентов γ' и γ для наиболее употребительных соотношений $m = \frac{l_1}{l}$ и соответствующих им $\frac{l_1}{l_0}$ (схемы 5 и 7 табл. 8) даны в табл. 12.

Таблица 12

$\frac{l_1}{l_0} =$	$\frac{1}{2}$	$\frac{3}{4}$	1
$m = \frac{l_1}{l} =$	$\frac{1}{4}$	$\frac{3}{10}$	$\frac{1}{3}$
$\gamma = \frac{1 - 2m^2 + m^3}{1{,}1\,(1{,}5 - 2m)} =$	0,81	0,85	0,89
$\gamma' = \frac{1 - 2m^2 + m^3}{1{,}5 - 2m} =$	0,89	0,94	0,98

При загружении равномерно распределенной нагрузкой половины пролета l распор определяется по формуле (32 — 27).

В треугольных системах — шпренгельной и подвесной (схемы 4 и 6 табл. 8 и рис. 145, *в*, *г*) при постоянном сечении балки:

$$\sum \int \frac{\bar{M}^2 dx}{E_б J_б} = \frac{2}{E_б J_б} \int_0^{l/2} \operatorname{tg}^2 \alpha x^2 dx = \frac{\operatorname{tg}^2 \alpha l^3}{12 E_б J_б}. \qquad (2-28)$$

Для равномерно распределенной нагрузки q:

$$\sum \int \frac{M_0 \bar{M} dx}{E_б J_б} = \frac{2}{E_б J_б} \int_0^{l/2} \left(\frac{ql}{2} x - \frac{qx^2}{2}\right)(-x \operatorname{tg} \alpha)\, dx = -\frac{5ql^4 \operatorname{tg} \alpha}{192 E_б J_б} =$$

$$= -\frac{5}{384} \frac{ql^4}{E_б J_б} 2 \operatorname{tg} \alpha. \qquad (3-28)$$

Подставив выражения (2—28) и (3 — 28)[1] в формулу (27 — 27), получим приближенно:

$$H = \frac{ql^2}{8f_1} \cdot \frac{5}{4} = \frac{5}{32}\frac{ql^2}{f_1}. \qquad (4-28)$$

При загружении нагрузкой q половины пролета

$$H = \frac{5}{64} \cdot \frac{ql^2}{f_1}. \qquad (5-28)$$

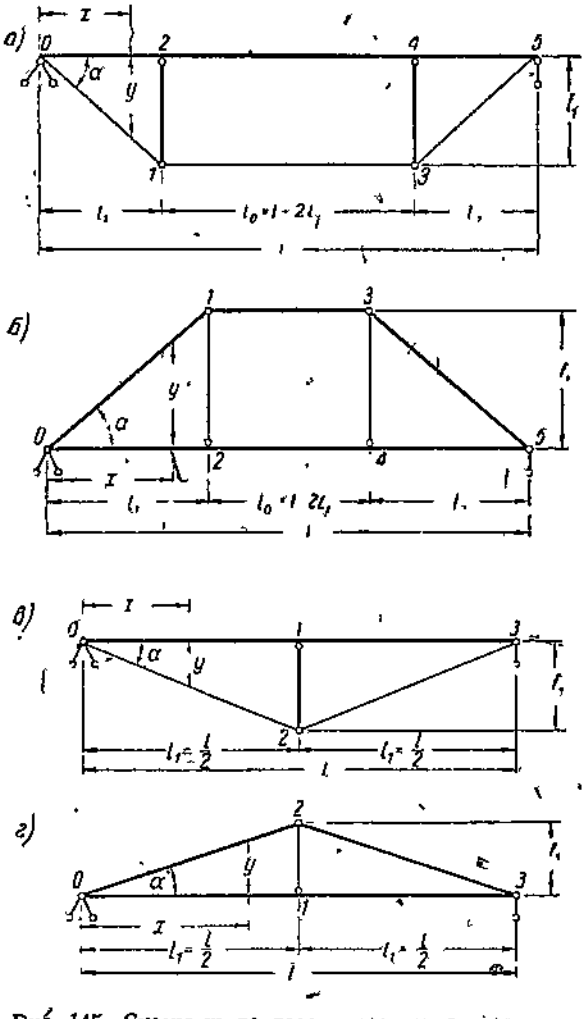


Рис. 145. Схемы шпренгельных и подвесных систем

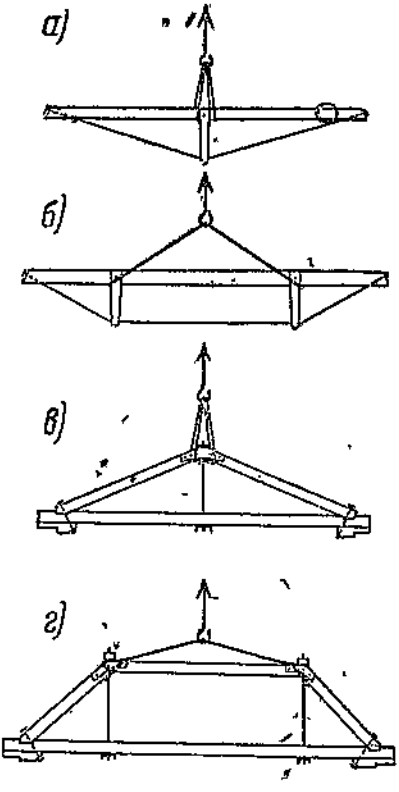


Рис. 146. Схемы крепления подъемного троса при монтаже шпренгельных и подвесных систем

При более точном определении распора с учетом деформаций от нормальных сил рекомендуется в формулу Максвелла-Морх подставлять «приведенные» площади деревянных элементов; если балка составного сечения, податливость связей самой балки можно учитывать, принимая $J_б = 0{,}7\,J_{бр}$.

Усилия в элементах шпренгельной и подвесной систем даны в табл. 13.

Момент в сечении x балки (рис. 145) определяется по формуле (35 — 27). При подвижной, а также несимметричной нагрузке можно пользоваться линиями влияния. Ординаты линии влияния распора определяются по формуле (38 — 27); $\delta_{ип}$ имеет то же значение, что и в формуле (27 — 27). В трапециевидных системах $\delta_{рп}$ найдем по формулам (41 — 27, 42 — 27); приближенно $\eta_и$ получим по формулам (43—27, 44 — 27).

[1] Выражение (3—28) можно получить из формулы (29 — 27), положив $J_р = 0$, $l_1 = \frac{l}{2}$; $m = \frac{l_1}{l} = \frac{1}{2}$.

Таблица 13

Система	«Подпружная цепь» или «ломаная арка»		Стойки или подвески		Балка
	в трапециевидной N_{1-3}	в трапециевидной $N_{6-4}=N_{3-5}$ в треугольной $N_{6-2}=N_{2-3}$	в трапециевидной $V_{1-2}=V_{3-4}$	в треугольной V_{1-2}	$N_б$
Шпренгельная . . .	H	$\frac{H}{\cos\alpha}$	$-H\operatorname{tg}\alpha$	$-2H\operatorname{tg}\alpha$	$-H$
Подвесная	$-H$	$-\frac{H}{\cos\alpha}$	$H\operatorname{tg}\alpha$	$2H\operatorname{tg}\alpha$	H

В треугольных системах δ_{pn} найдем, положив в формуле (11 — 27) $l_1=\frac{l}{2}$; определив δ_{nn} по формуле (2 — 28), получим:

$$\eta_n=\frac{\delta_{pn}}{\delta_{nn}}=\frac{x(3l^2-4x^2)}{4f_1l^2}. \qquad (6-28)$$

Ординаты этой линии влияния даны в табл. 14.

Таблица 14

$x=$	0,05	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50	Множитель l
$\eta_n=$	0,0374	0,0740	0,1091	0,1420	0,1719	0,1980	0,2196	0,2360	0,2464	0,2500	Множитель $\frac{l}{f_1}$

В случае применения рассматриваемых систем в условиях значительных колебаний температур распор от температурных деформаций металлических элементов (подпружной цепи — в шпренгельных системах, подвесок — в подвесных) можно найти по формуле:

$$H_t=-\frac{\Sigma\bar{N}\alpha\Delta t s_n}{\delta_{nn}}, \qquad (7-28)$$

где $\alpha=0{,}000012$ — коэфициент линейного температурного расширения стали;
$\Delta t=\pm t^0$ — изменение температуры в градусах Цельсия;
s_n — длина n-го элемента системы.

Значения $\bar{N}$ берем из табл. 13, приняв $H=1$.

Тогда распор от температурных деформаций при обозначениях рис. 145 будет:
в шпренгельных системах:

трапециевидной $$H_t=-\frac{\alpha\Delta t\left[l-2l_1\left(1-\frac{1}{\cos^2\alpha}\right)\right]}{\delta_{nn}}, \qquad (8-28)$$

треугольной $$H_t=-\frac{\alpha\Delta t\frac{l}{\cos^2\alpha}}{\delta_{nn}}; \qquad (9-28)$$

в подвесных (трапециевидных и треугольных):

$$H_t=-\frac{\alpha\Delta t\cdot 2\operatorname{tg}\alpha f_1}{\delta_{nn}}. \qquad (10-28)$$

Величина распора $H_{стр}$, вызываемого в шпренгельных и подвесных системах приданием им путем натяжения подпружной цепи или подвесок строительного подъема по середине пролета, определяется следующим образом.

В трапециевидных системах выгиб балки по середине пролета, вызванный двумя сосредоточенными силами — усилиями в стойках или подвесках

$$y_{l/2} = f_{emp} = \frac{V_{emp} l_1^3}{24 E_б J_б} \left(3 \frac{l^2}{l_1^2} - 4 \right) = \frac{V_{emp} l_1}{24 E_б J_б} (3l^2 - 4l_1^2),$$

откуда

$$V_{emp} = \frac{24 E_б J_б f_{emp}}{l_1 (3l^2 - 4l_1^2)}$$

и

$$H_{emp} = \frac{V_{emp}}{\operatorname{tg} \alpha} = \frac{24 E_б J_б f_{emp}}{f_1 (3l^2 - 4l_1^2)}, \qquad (11-28)$$

где $\operatorname{tg} \alpha = \frac{f_1}{l_1}$.

В треугольных системах

$$H_{emp} = \frac{12 E_б J_б f_{emp}}{f_1 l^2}. \qquad (12-28)$$

Балка в шпренгельных системах рассчитывается по формуле:

$$\sigma_c = \frac{N}{F_{нт}} + \frac{M}{W_{нт} \xi} \leqslant [\sigma_c]; \qquad (13-28)$$

здесь N — нормальная сжимающая сила, равная распору H;

M — расчетный момент в балке шпренгеля;

$F_{нт}$ и $W_{нт}$ — площадь и момент сопротивления относительно оси $x-x$ балки шпренгеля нетто. Если балка составного сечения, то момент сопротивления умножается на коэфициент 0,9 или 0,8.

$$\xi = 1 - \frac{\lambda^2}{3\,100} \cdot \frac{\sigma_c}{[\sigma_c]},$$

где

$$\lambda = \frac{l}{2r}\ *; \quad \sigma_c = \frac{N}{F_{бр}}.$$

При узловой передаче нагрузки должна быть произведена поверка балки шпренгеля на продольный изгиб из плоскости системы (относительно оси $y-y$) по формуле:

$$\sigma_c = \frac{N}{F\varphi} \leqslant [\sigma_c].$$

F — принимается в соответствии с указаниями § 42 первой части курса[1] в зависимости от ослабления балки в средней части панелей между узлами.

φ — определяется в зависимости от отношения $\frac{l_0}{b}$, где l_0 — расчетная длина на продольный изгиб (в треугольных системах $l_0 = \frac{l}{2}$, в трапециевидных $l_0 = l_1$ или $l_0 = (l - 2l_1)$ — при условии закрепления узлов *2* и *4* поперечными связями), b — ширина балки шпренгеля.

Балки в подвесных системах рассчитываются по формуле:

$$\sigma_p = \frac{N}{k_p F_{нт}} + \frac{M}{W_{нт}} \leqslant [\sigma_p]; \qquad (14-28)$$

здесь N — нормальная растягивающая сила, равная распору H;

$M = M_б + M_э$ — расчетный момент в балке, где $M_б$ — момент в балке подвесной системы от нагрузки (положительный — в панели, отрицательный — в промежуточных узлах, в местах крепления подвесок к балке),

---

* Свободная длина принимается равной $\frac{l}{2}$ как в треугольной, так и в трапециевидной системе, учитывая возможность S-образной деформации как при симметричном, так и при несимметричном загружении.

[1] См. также § 19 [1] и п. 20 [5].

$M_э$ — момент от эксцентричного приложения растягивающей силы H при центрировке опорного узла по ослабленному сечению (положительный — в опорных узлах и отрицательный — в промежуточных);

$k_р$ — коэфициент согласно § 44 первой части курса [см. также выше формулу (26—27) с пояснениями к ней];

$F_{нт}$ и $W_{зт}$ — площадь и момент сопротивления относительно оси $x—x$ в сечении балки подвесной системы, в котором производится поверка напряжения.

Остальные элементы, а также узловые сопряжения шпренгельных и подвесных систем рассчитываются по общим правилам расчета Д. К.

Г. Особенности изготовления, сборки и монтажа шпренгельных и подвесных систем

При изготовлении и сборке шпренгельных и подвесных систем можно руководствоваться указаниями гл. III настоящего раздела в части производства работ по фермам на лобовых врубках и металло-деревянным.

Монтаж этих систем осуществляется следующим образом.

Системы, собранные в горизонтальном положении на бойке, поднимаются при помощи мачты, копра или подвижного крана. Подъемный трос прикрепляется, как указано на рис. 146.

§ 29. ТРЕУГОЛЬНАЯ СИСТЕМА С РАСПОРКОЙ (ИЛИ С ПОВЫШЕННОЙ ЗАТЯЖКОЙ)

А. Конструкция треугольной системы с распоркой (схема 8 табл. 8)

Эта система применяется преимущественно в качестве стропильной конструкции в покрытиях небольших зданий и практически может быть осуществлена в двух схемах.

При наличии достаточно жестких опор, могущих воспринять распор (например стен с контрфорсами; стен, связанных между собой поверху балками чердачного перекрытия, могущими играть роль затяжек, и т. п.), рассматриваемая система представляет собой треугольную комбинированную систему со сжатой распоркой (схема I, рис. 147). Эта система однажды статически неопределима; за лишнее неизвестное удобнее всего принять усилие в распорке.

Если опоры не могут воспринимать распор (например при обычных бревенчатых стенах, не имеющих контрфорсов и не связанных между собой), одну из опор следует считать подвижной (схема II, рис. 147), в результате чего система превращается в статически определимую, треугольную балочную систему с повышенной затяжкой, работающей на р а с т я ж е н и е.

При конструировании системы в обоих случаях следует стремиться к минимальному ослаблению стропильных ног в местах сопряжения их с распоркой или с затяжкой. На рис. 148 представлена конструкция комбинированной системы с решениями узлов в нескольких вариантах. Достоинством варианта I узла *2* является минимальное ослабление сечения, недостатком—возможность значительных деформаций в случае усушки древесины и отсутствия подтягивания болтов в период эксплоатации.

Вариант II того же узла уступает первому в отношении ослабления сечения, но имеет некоторые преимущества с точки зрения усушечных деформаций.

Система по схеме II рис. 147 может быть выполнена, помимо брусьев и бревен, также и из досок; на рис. 149 представлен пример конструктивного решения этой системы. Наиболее ответственным является узел *2*, совпадающий с опасным сечением стропильной ноги.

Б. Расчет треугольной системы с распоркой

Усилие X в распорке статически неопределимой комбинированной системы (схема I, рис. 147) в общем случае можно определить по формуле (27—27), подставив в ней X вместо H.

Если пренебречь незначительным влиянием деформаций от нормальных сил на величину X, последнюю можно найти более просто, имея в виду, что при полной нагрузке распорка играет роль жесткой опоры для каждой стропильной ноги и что при загружении половины пролета усилие в распорке равно половине усилия X при полной нагрузке.

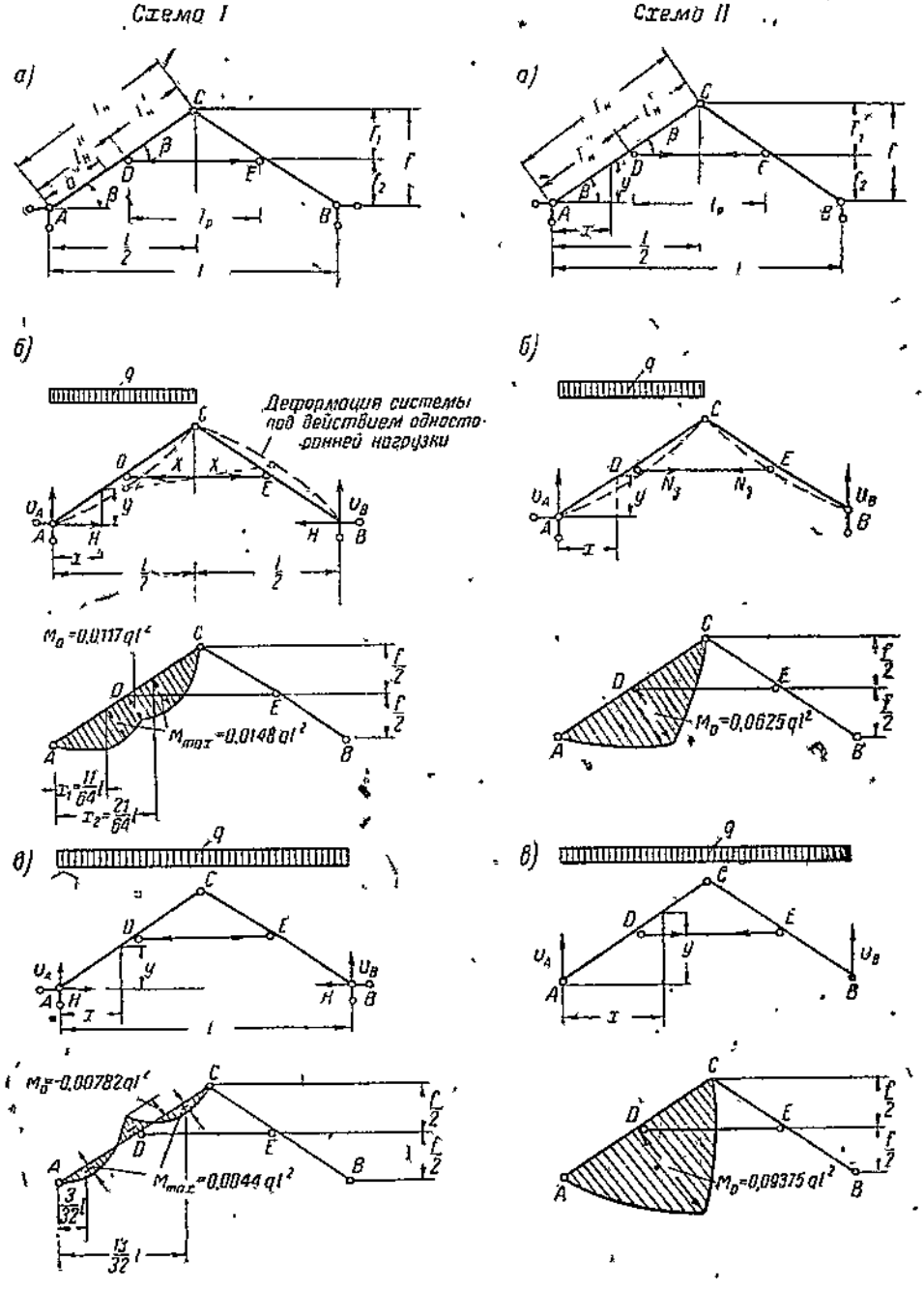


Рис. 147. Расчетные схемы треугольной системы с распоркой или повышенной затяжкой.

Рассматривая стропильную ногу, как двухпролетную неразрезную балку на жестких опорах, находим сжимающее усилие в распорке при загружении всего пролета l (рис. 147, I, $а$):

$$X=-\frac{ql^2}{32}\cdot\frac{f_1^2+3f_1f_2+f_2^2}{f_1f_2f}; \qquad (1-28)$$

при $f_1 = f_2 = \frac{f}{2}$

$$X = -\frac{5}{32} \cdot \frac{ql^2}{f}. \qquad (2-29)$$

При загружении половины пролета усилие в распорке равно $\frac{X}{2}$.

Распор H определяется из условия, что момент относительно конькового шарнира $M_c = 0$, т. е.

$$V_A \frac{l}{2} - \frac{ql}{2} \cdot \frac{l}{4} + Xf_1 - Hf = 0,$$

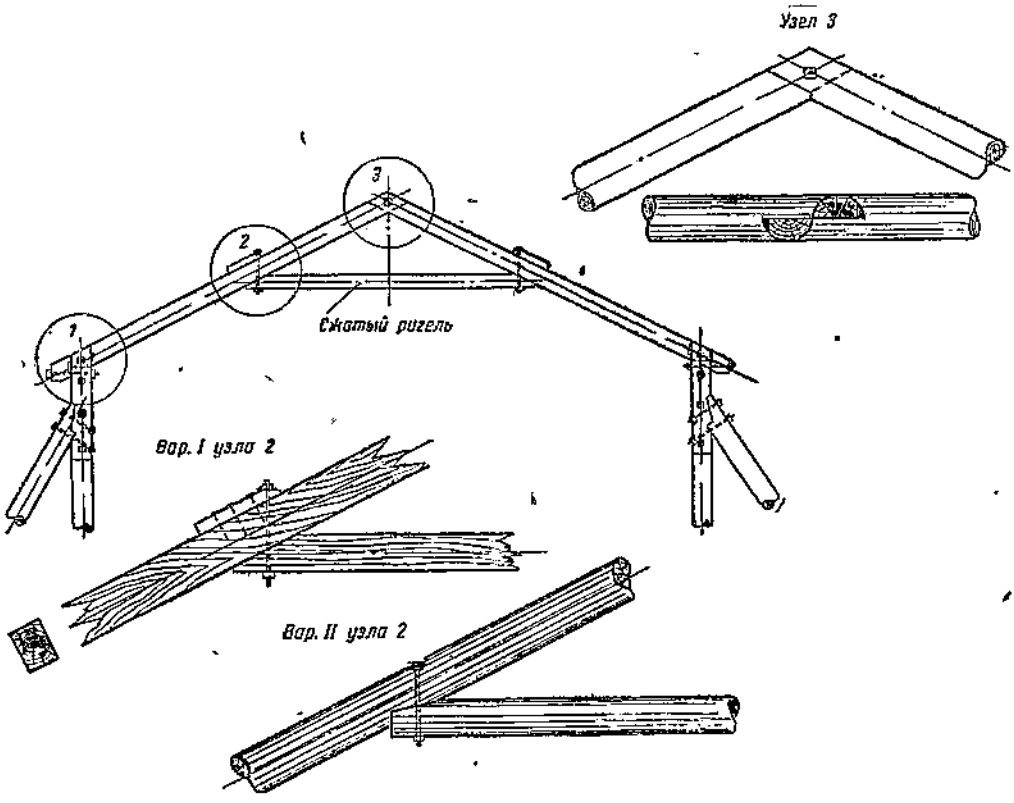


Рис. 148. Конструкция треугольной комбинированной системы с распоркой

откуда

$$H = \frac{M_c^0 + Xf_1}{f}, \qquad (3-29)$$

где

$$M_c^0 = V_A \frac{l}{2} - \frac{ql}{2} \cdot \frac{l}{4}$$

момент по середине пролета l простой балки на двух опорах.

При загружении нагрузкой q половины пролета $\frac{l}{2}$ (рис. 147, *I*, *б*) и $f_1 = f = \frac{f}{2}$

$$H = \frac{13}{128} \frac{ql^2}{f} = 0{,}1016 \frac{ql^2}{f}, \qquad (4-29)$$

при загружении всего пролета l (рис. 147, *I*, *в*)

$$H = \frac{13ql^2}{64f} = 0{,}2032 \frac{ql^2}{f}. \qquad (5-29)$$

Изгибающие моменты в стропильной ноге:
а) на участке AD

$$M_x = M_x^0 - Hy = V_A x - \frac{qx^2}{2} - Hx \operatorname{tg} \beta; \qquad (6-29)$$

б) на участке DC

$$M_x = M_x^0 - Hy + X(y - f_2) = V_A x - \frac{qx^2}{2} - Hx\operatorname{tg}\beta + X(x\operatorname{tg}\beta - f_2). \qquad (7-29)$$

Величины опорных (M_D) и наибольших пролетных (M_{max}) моментов при односторонней (схема *I*, *б*) и полной (схема *I*, *в*) нагрузке и $f_1 = f_2 = \frac{f}{2}$ указаны на рис. 147.

Нормальные силы в стропильной ноге:

а) на участке AD

$$N_n = -(H\cos\beta + Q_0\sin\beta); \qquad (8-29)$$

б) на участке DC

$$N_n = -(H\cos\beta - X\cos\beta + Q_0\sin\beta), \qquad (9-29)$$

где Q_0 — поперечная сила в простой балке пролетом l.

В сечении D стропильной ноги нормальная сила N_D определяется по формуле (8—29) или (9 — 29) в зависимости от того, какая из этих формул дает в сочетании с моментом наиневыгоднейшие условия работы сечения.

Подбор сечений элементов и расчет узловых сопряжений производятся по общим правилам.

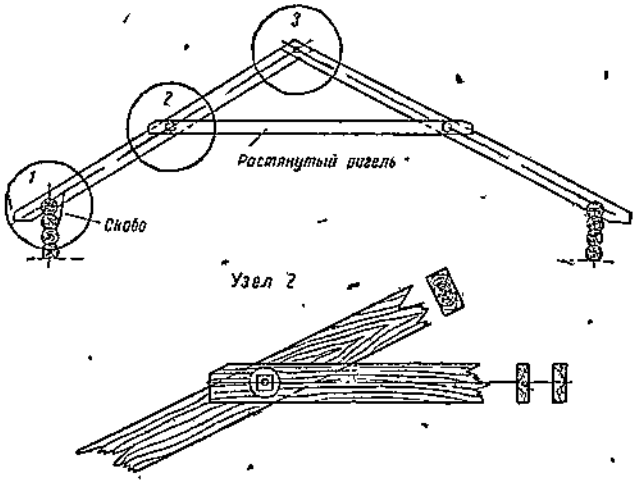


Рис. 149. Конструкция треугольной системы с повышенной затяжкой

Напряжение в стропильной ноге при расчете ее в плоскости системы на сжатие с изгибом проверяется как при полном, так и при одностороннем загружении в панели и в узле D по формуле:

$$\sigma_c = -\frac{N}{F} + \frac{M}{W\xi} \leqslant [\sigma_c],$$

где N и M—сжимающая сила и изгибающий момент в проверяемом сечении ноги; F и W—площадь сечения и момент сопротивления в том же сечении с учетом ослабления, если оно имеет место. Расчетная длина на продольный изгиб принимается $l_0 = l_н$.

В большинстве случаев при частой расстановке обрешетки или прогонов, закрепленных в торцовых стенах, стропильная нога на потерю устойчивости из плоскости системы не проверяется.

При редко расставленных прогонах стропильная нога должна быть проверена на продольный изгиб из плоскости системы при расчетной длине, равной расстоянию между прогонами.

Расчет балочной статически определимой системы по схеме *II* рис. 147 производится следующим образом.

Опорные реакции определяются как в простой балке.

Усилие $N_з$ в затяжке DE определяется из выражения: $N_з f_1 + M_c^0 = 0$,

откуда

$$N_з = \frac{M_c^0}{f_1}; \qquad (10-29)$$

здесь $M_c^0 = M_{l/2}^0$ — момент по середине пролета балки на двух опорах.

При загружении половины пролета нагрузкой q (рис. 147, *II*, *б*)

$$N_з = \frac{ql^2}{16f_1}. \qquad (11-29)$$

При загружении всего пролета (рис. 147, *II*, *в*)

$$N_з = \frac{ql^2}{8f_1}. \qquad (12-29)$$

Моменты в стропильной ноге:

а) На участке AD $\left(\text{и в точке } D, \text{ где } x = \frac{f_2}{\operatorname{tg}\beta}\right)$:

$$M_x = M_x^0, \tag{13—29}$$

где M_x^0 — момент в сечении x простой балки пролетом l.

Значения M_D при односторонней (схема *II*, *б*) и полной (схема *II*, *в*) нагрузке и при $f_1 = f_2 = \frac{f}{2}$ указаны на рис. 147.

б) На участке DC:

$$M_x = M_x^0 - N_2(y - f_2). \tag{14—29}$$

Нормальные силы в стропильной ноге:

а) на участке AD:

$$N_н = -Q_0' \sin\beta, \tag{15—29}$$

б) на участке DC:

$$N_н = -(Q_0 \sin\beta + N_2 \cos\beta). \tag{16—29}$$

Сечение затяжки рассчитывается в ослабленном сечении на максимальную растягивающую силу $N_3 = \frac{ql^2}{8f_1}$ при загружении всего пролета.

Напряжение в стропильной ноге при расчете в плоскости системы поверяется в опасном сечении D по формуле:

$$\sigma_c = \frac{N_н}{F_{нт}} + \frac{M_D}{W_{нт}\xi} \leqslant [\sigma_c],$$

где $N_н$ — нормальная сила в сечении D по формуле (16—29);

M_D — изгибающий момент в том же сечении;

$F_{нт}$ и $W_{нт}$ — площадь и момент сопротивления стропильной ноги.

Расчетная длина на продольный изгиб при $f_1 = f_2$ может быть приближенно принята:

$$l_0 = 1{,}4 l_н^*.$$

Расчет стропильной ноги на продольный изгиб из плоскости системы производится так же, как и в комбинированной системе.

ГЛАВА III

ПРОЕКТИРОВАНИЕ, РАСЧЕТ И ИЗГОТОВЛЕНИЕ БРУСЧАТЫХ И БРЕВЕНЧАТЫХ ДЕРЕВЯННЫХ И МЕТАЛЛОДЕРЕВЯННЫХ БАЛОЧНЫХ ФЕРМ

§ 30. БРУСЧАТЫЕ И БРЕВЕНЧАТЫЕ ФЕРМЫ

А. Фермы на лобовых врубках с монолитными элементами из бревен и брусьев (схемы 9—12 табл. 8)

1. Общие данные и принципы проектирования

Длина панели d ферм на лобовых врубках принимается в пределах от 1,5 до 3,0 *м*.

Сопряжение раскосов с поясами в типовых узлах на лобовых врубках простым лобовым зубом неизбежно связано с применением в этих фермах деревянных элементов поясов и решетки из бревен и брусьев.

Решение узлов на врубках, могущих работать только однозначно (на сжатие), требует применения системы решетки со сжатыми раскосами.

Растянутые стойки, как правило, следует делать металлическими в виде тяжей из круглой стали.

Достоинствами ферм на лобовых врубках с металлическими стойками являются: а) достаточная надежность конструкции: б) простота построечного из-

---

* При других соотношениях $l_н''$ к $l_н$ можно воспользоваться данными в статье инж. Макушина В. М. „Устойчивость одноопролетных стоек с консолью"; Вестник инженеров и техников № 1, 1937 г.

готовления ферм без применения сложных узловых и стыковых креплений специальных типов и особых приспособлений для их постановки; в) возможность устранения провисания ферм при последующей эксплоатации путем подтягивания тяжей.

К недостаткам ферм следует отнести: а) кустарность конструкции, почти исключающую возможность механизации производственных процессов и требующую достаточно высокой индивидуальной квалификации исполнителей; б) значительное влияние на работу конструкции рыхлых деформаций во врубках и явлений усушки (образование трещин и пр.); в) непригодность таких ферм в условиях внешней среды, вызывающей коррозию металлических частей.

Применение ферм на лобовых врубках с деревянными растянутыми стойками в нормальных условиях не рекомендуется; оно может быть оправдано только в случаях острой дефицитности металла.

Применение деревянных стоек возможно также в простейшем типе рассматриваемых ферм с одной средней стойкой-бабкой (схема 9 табл. 8, а также рис. 155).

Существенными недостатками ферм с деревянными обычно парными стойками являются: а) невозможность устранения путем подтягивания значительных прогибов, являющихся в фермах этой конструкции следствием больших местных деформаций в узлах, особенно в сопряжениях стоек с поясами, благодаря неточной пригонке врубок, а также смятию и усушке поясов поперек волокон, б) значительно меньшая, чем при металлических тяжах надежность конструкции, лимитируемая сопротивлением концов стоек скалыванию и сильно зависящая от качества выполнения и ухода за конструкцией при эксплоатации.

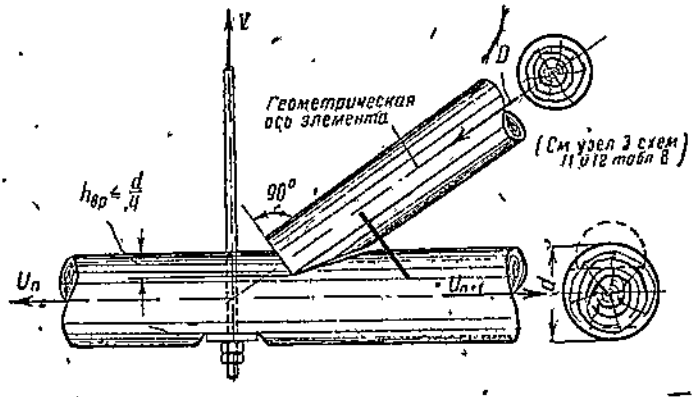


Рис. 150. Нормальное решение промежуточного узла бревенчатых ферм

Основным нормальным решением растянутого стыка брусчатого или бревенчатого нижнего пояса является конструкция на нагелях из круглой стали (или в отдельных случаях на трубчатых нагелях) с деревянными накладками.

Конструкция стыка на металлических призматических шпонках, так называемых «гребенках», является менее целесообразной в силу недостатков, присущих этому способу сопряжения. Нерационально также решение стыка на поперечных натяжных дубовых шпонках, которые, однако, могут применяться при реставрации дефектных растянутых стыков (в старых фермах), выполненных в свое время на призматических, ненатяжных шпонках.

Недопустимы решения растянутого стыка на врубках всех видов (как мало надежная, нерациональная и неэкономичная конструкция), на призматических простых (ненатяжных) поперечных шпонках, а также и на продольных шпонках ввиду опасности скалывания растянутых элементов вследствие неравномерности распределения усилий между отдельными шпонками.

Сжатые стыки верхнего пояса решаются лобовым упором, а размещаются и конструируются в соответствии с общими правилами (см. § 25, а также рис. 156). Число параллельно работающих металлических тяжей в одной стойке не рекомендуется делать более двух; во всех случаях оно не должно быть более трех; при конструировании следует стремиться к минимальному количеству их, т. е. к одному тяжу. Это исключает затруднения, возникающие при регулировке, необходимой для обеспечения одинакового натяжения нескольких параллельно работающих тяжей.

Концы длинных тяжей диаметром более 19 *мм* рекомендуется осаживать под нарезку с таким расчетом, чтобы диаметр ослабленного нарезкой сечения был больше диаметра основного тяжа.

Конструкция тяжей должна предусматривать возможность удобного их подтягивания при ремонте ферм. Если доступ к концам тяжей в узлах верхнего и нижнего поясов затруднен в связи с принятым способом опирания на ферму прогонов кровли или крепления подвесного потолка, то тяжи должны быть снабжены специальными, удобно расположенными стяжными муфтами (см. деталь *Б* рис. 156).

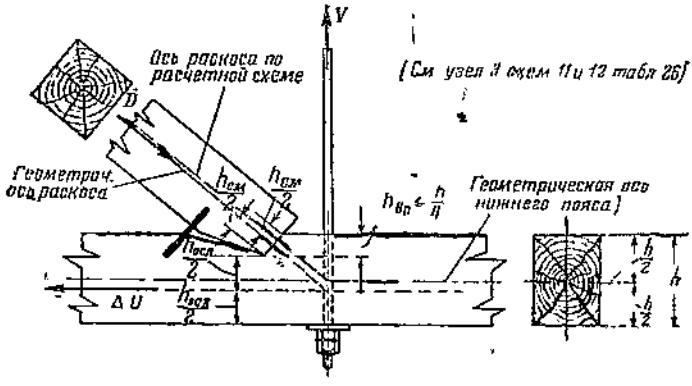


Рис. 151. Нормальное решение промежуточного узла брусчатых ферм

Сопряжение тяжей с наклонными поясами следует производить при помощи косых деревянных подкладок, прикрепляемых к поясам на гвоздях, шурупах или глухарях. В сжатых бревенчатых поясах возможна подрезка пояса (на глубину не более $\frac{1}{5}d$) и постановка обычных плоских шайб с учетом при расчете одновременного ослабления пояса болтом и врезкой. В брусчатых поясах такая врезка не рекомендуется, но она вполне допустима при двухъярусном решении поясов (рис. 158).

Допускаемые напряжения на смятие под шайбами тяжей, а также напряжения и коэфициенты при расчете самих тяжей указаны в § 13 В и 58 ч. I курса.

На рис. 150 и 151 изображены рекомендуемые конструкции типовых промежуточных узлов, решаемых, как правило, одиночным лобовым зубом[1]. Раскос обычно врубается таким образом, чтобы центр площадки смятия совпадал с его геометрической осью. В бревенчатых фермах центрирование узлов производится наиболее просто—по геометрическим осям элементов. В бревенчатых фермах также центрируются и другие узлы, в том числе и о п о р н ы е.

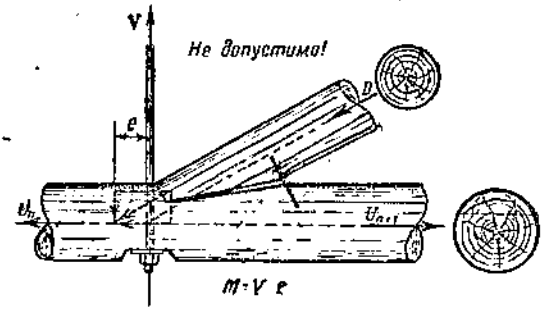


Рис. 152. Неправильное центрирование промежуточного узла, вызывающее изгибающий момент в нижнем растянутом поясе

На рис. 152 представлено недопустимое решение узла, в котором центрирование по геометрическим осям при смещенной относительно оси раскоса площадке смятия вызывает в поясе изгибающий момент от эксцентриситета.

В брусчатых фермах (рис. 151) центрирование производится не по геометрической оси нижнего пояса, а по оси ослабленного сечения в узле; аналогичным образом центрируются и промежуточные узлы верхнего пояса.

При построении схемы брусчатой фермы в рабочем чертеже и при разбивке ее на бойке рекомендуется оставлять неизменным положение осей поясов и стоек, определяемое геометрической схемой фермы, так же как и все связанные с этим размеры (длина панели, длина стоек между геометрическими центрами узлов и пр.), производя центрирование промежуточных узлов целиком за счет

[1] См. гл. II раздела четвертого ч. I курса.

соответствующего (в каждом узле могущего быть различным) смещения раскосов (рис. 153).

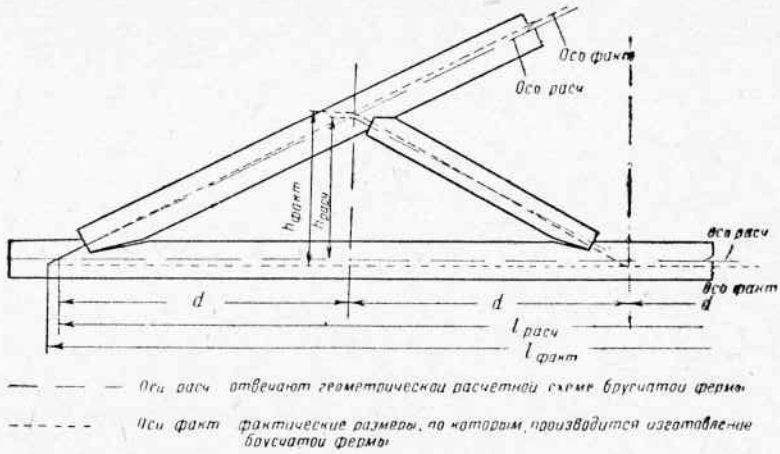


Рис. 153. Схема разбивки осей брусчатой фермы на лобовых врубках

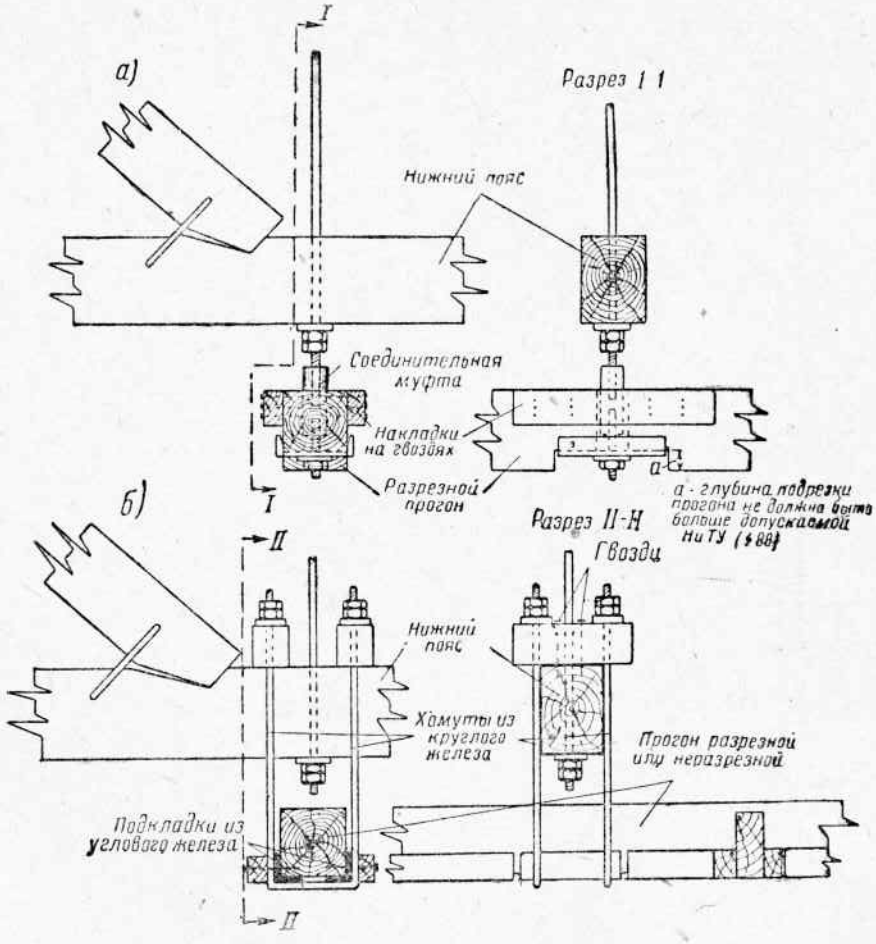


Рис. 154. Различные способы крепления прогонов в узлах к нижнему поясу

Центрирование опорных узлов следует производить путем некоторого смещения центра опорной подушки, которое необходимо учитывать при установлении общих окончательных размеров конструкции и опорных частей.

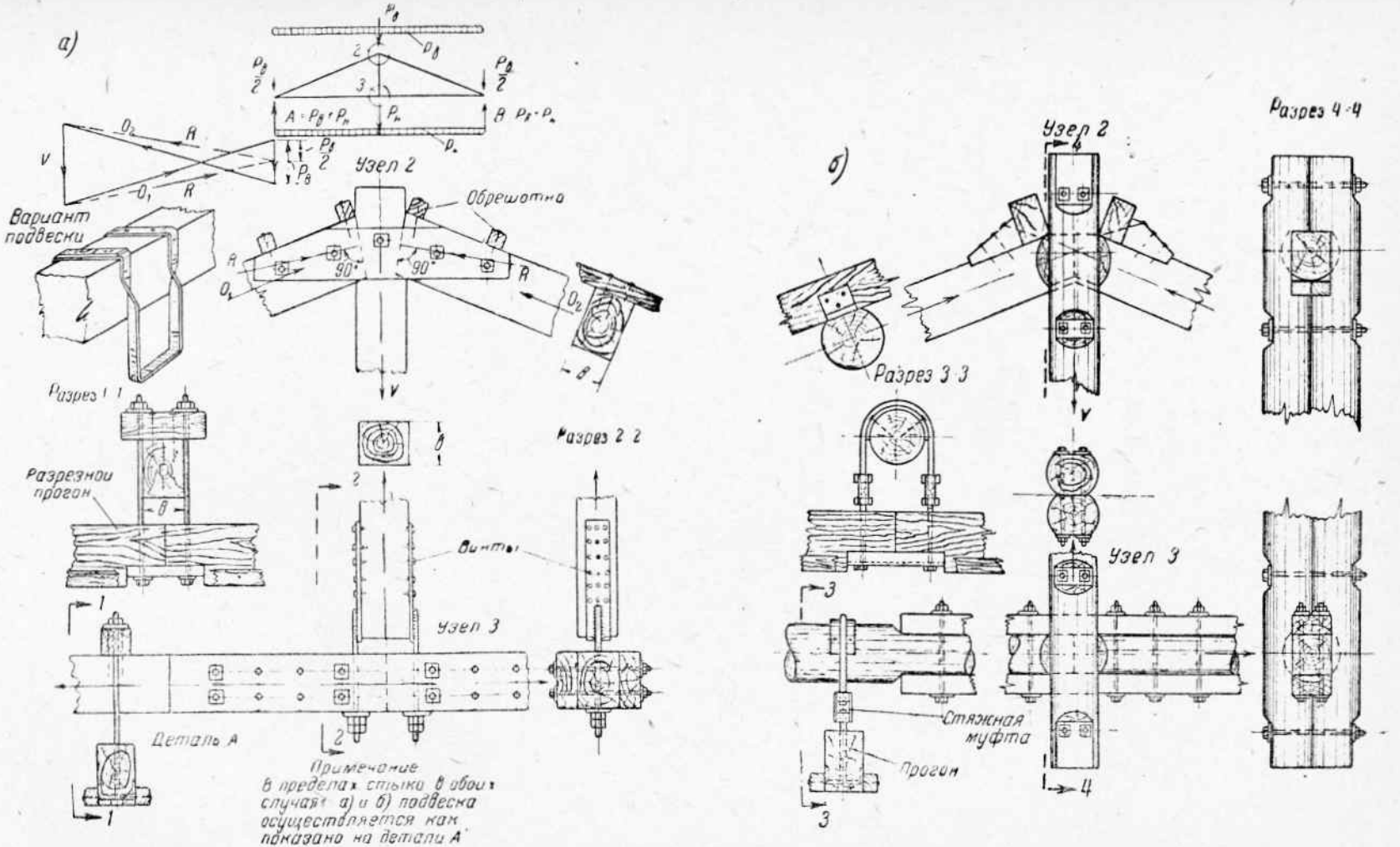


Рис. 155. Детали конструкции простейшей треугольной фермы с деревянной подвеской-бабкой

При расчете ферм можно пренебречь незначительной разницей между $l_{расч}$ и $l_{факт}$ (рис. 153).

При проектировании бревенчатых ферм с поясными элементами, проходящими без стыков через несколько панелей, следует учитывать сбег бревен, располагая последние комлем в сторону панелей с бо́льшими усилиями.

Для ферм на лобовых врубках с тяжами характерна нагрузка по нижнему поясу, которую, как правило, следует передавать в узлах; местная передача нагрузки на нижний пояс осуществляется в простейших фермах (схема 9 табл. 8), а в многопанельных фермах (схемы 10—12 включительно),—может быть допущена только как исключение. Различные возможные способы крепления прогонов (или иных устройств) к нижнему поясу представлены на рис. 154, 155.

Нагрузка на верхний пояс может передаваться как в узлах, так и в виде местной нагрузки в панели.

Различные способы опирания прогонов и обрешетки кровли на ферму, до известной степени зависящие от наклона верхнего пояса, приведены ниже.

2. Особенности и детали конструкции различных типов ферм

а) Фермы треугольного очертания

Простейшие треугольные фермы (схема 9 табл. 8) с передачей нагрузки обычно на пояса осуществляются как с металлической, так и с деревянной средней подвеской.

В первом случае сопряжения металлической стойки-подвески с поясами в узлах *2* и *3* весьма просты и аналогичны таковым в узлах *6* и *7* схемы 10 (см. табл. 8 и рис. 156). Деревянная подвеска-бабка может быть выполнена одиночной согласно рис. 155, *а* и парной согласно рис. 155, *б*; опорный узел решается на лобовой врубке простым или двойным зубом.

Треугольные фермы согласно схеме 10 табл. 8 с решеткой раскосной системы с нисходящими раскосами являются основной формой применения балочных ферм на лобовых врубках.

В треугольных фермах с такой решеткой: а) все нисходящие раскосы сжаты, а стойки растянуты, причем усилия в решетке однозначны при любом положении нагрузки; б) решетка работает только в загруженной половине фермы; величина усилий возрастает к середине фермы; в) как во всех треугольных фермах усилия в поясах возрастают от середины фермы к опорам; при одностороннем загружении фермы усилия в поясах незагруженной части постоянны.

На рис. 156 представлена конструкция брусчатой треугольной фермы на лобовых врубках пролетом $l=12{,}54$ *м* с нормальными решениями характерных узлов.

В узлах средних панелей врубка лобовым зубом раскосов, примыкающих к верхнему поясу под большим углом, превращается в простой торцовый упор (см. узел *4*).

Опорный узел может быть решен двойным лобовым зубом, а в небольших фермах—одиночным.

Врубку верхнего пояса в нижний тремя зубьями и более применять не следует.

Другое решение узла, обеспечивающее надежную передачу значительных усилий, изображено на рис. 157. Оно осуществляется лобовым упором верхнего пояса в опорный вкладыш с передачей усилия от последнего на швеллер и натяжные металлические хомуты, охватывающие деревянные накладки, которые прикрепляются на нагелях к нижнему поясу. Как в брусчатых, так и в бревенчатых фермах узел этой конструкции следует снабжать подбалкой.

Во втором варианте (рис. 157, *б*) опорный узел может быть выполнен на прямых (тоже натяжных) металлических хомутах, состоящих из тяжей и уголков. Преимуществами этой конструкции хомутов, по сравнению с круглыми, являются: более удобный доступ к концам хомутов для подтягивания их и меньшие возможные деформации от обмятия древесины под хомутами.

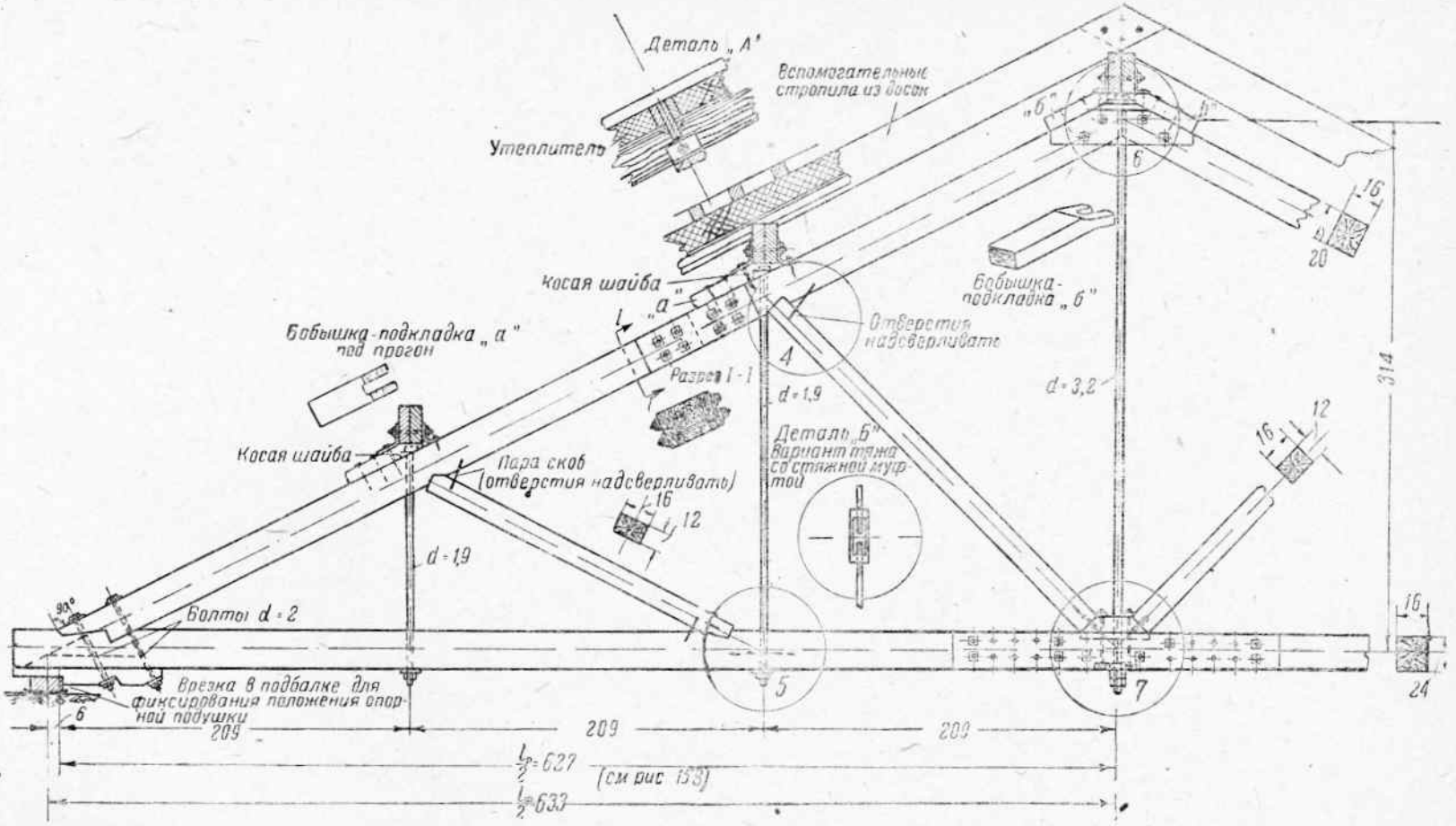


Рис. 156. Треугольная брусчатая ферма на лобовых врубках пролетом 12,54 *м*

Допускаемые напряжения на смятие опорного вкладыша принимаются, как для лобовых врубок.

Коньковый узел *б* (рис. 156) нормально ре́шается непосредственным упором элементов верхнего пояса друг в друга с небольшой подрезкой их сверху для постановки шайбы тяжа. Для обеспечения жесткости из плоскости фермы стык поясов в узле перекрывается парными деревянными накладками достаточной толщины и длины, прикрепляемыми не менее чем двумя болтами с каждой сто-

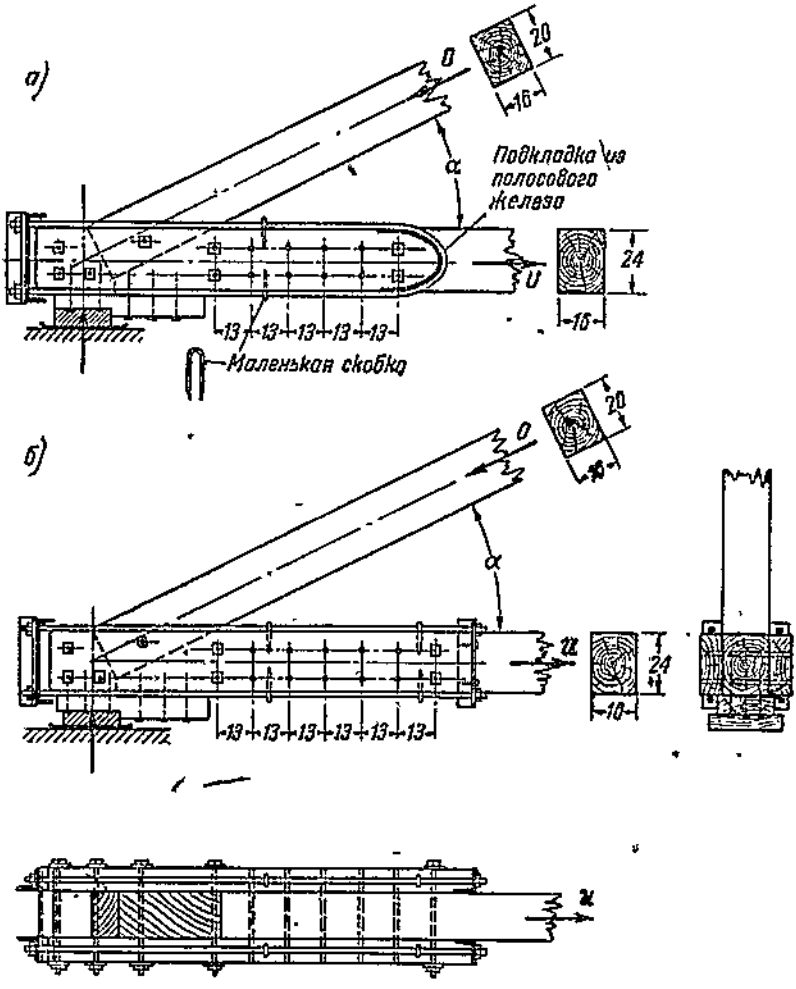


Рис. 157. Рекомендуемые варианты решения опорного узла треугольных ферм

роны стыка. В нормальном решении средний узел *7* нижнего пояса совмещается со стыком последнего (рис. 156). Прикрепление раскосов в узле осуществляется при помощи подушки, врубаемой в нижний пояс. Врубка должна быть рассчитана на смятие, а подушка—на скалывание на разность усилий в смежных панелях нижнего пояса при односторонней временной нагрузке; работу на «срез» стяжных болтов, служащих для прикрепления подушки к нижнему поясу, при этом учитывать не следует.

При узловой нагрузке прогоны кровли, как правило, рекомендуется ставить вертикально[1], в брусчатых фермах—на подкладки (рис. 156). В бревенчатых фермах можно допускать подрезку верхнего пояса. В связи со слабым сопроти-

[1] Что не исключает возможности, в отдельных случаях, наклонного расположения прогона, при котором он должен быть надежно закреплен против опрокидывания.

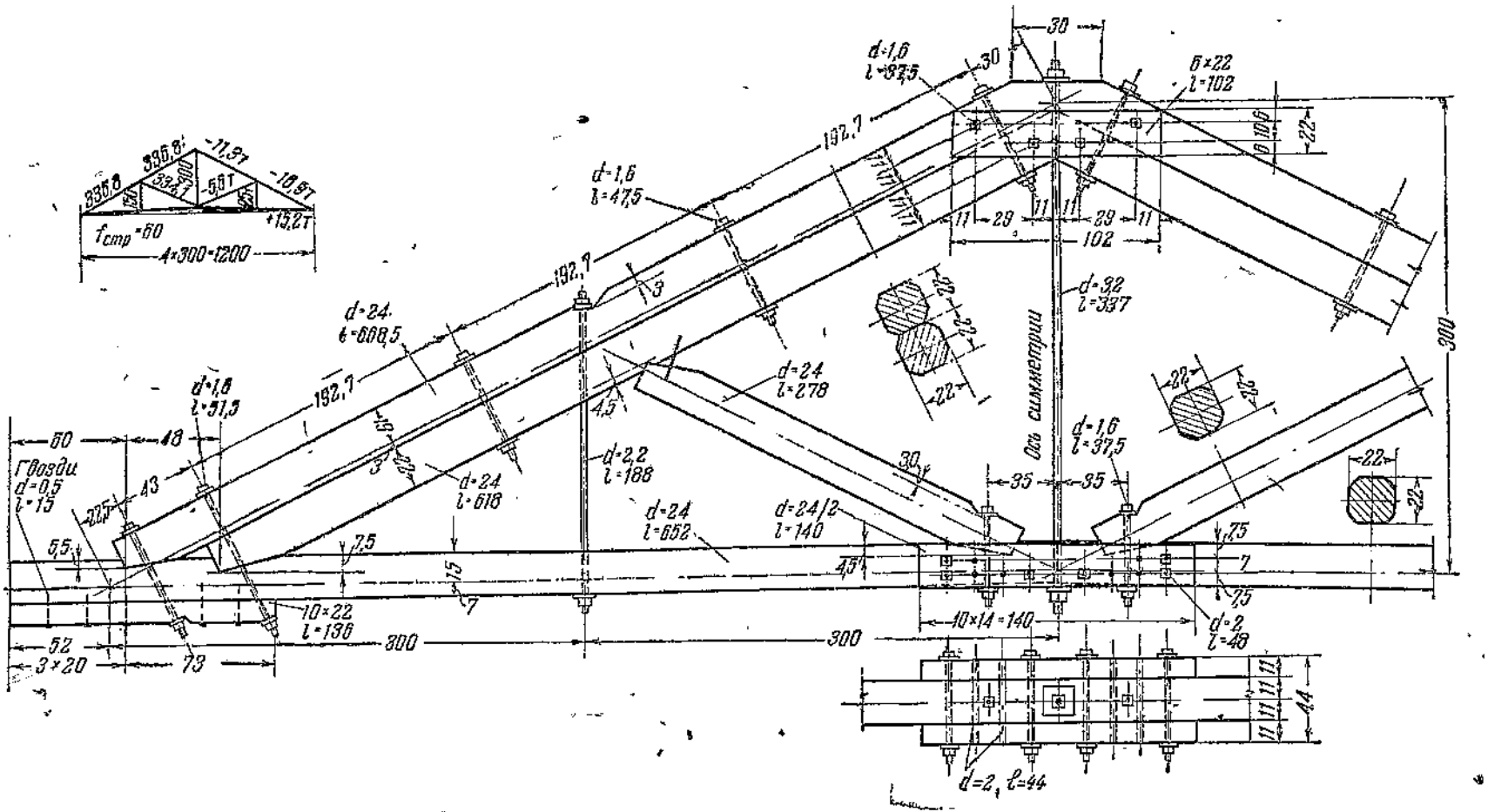


Рис. 158. Треугольная брусчатая ферма на лобовых врубках пролетом 12,0 *м* с двухъярусным решением верхнего пояса

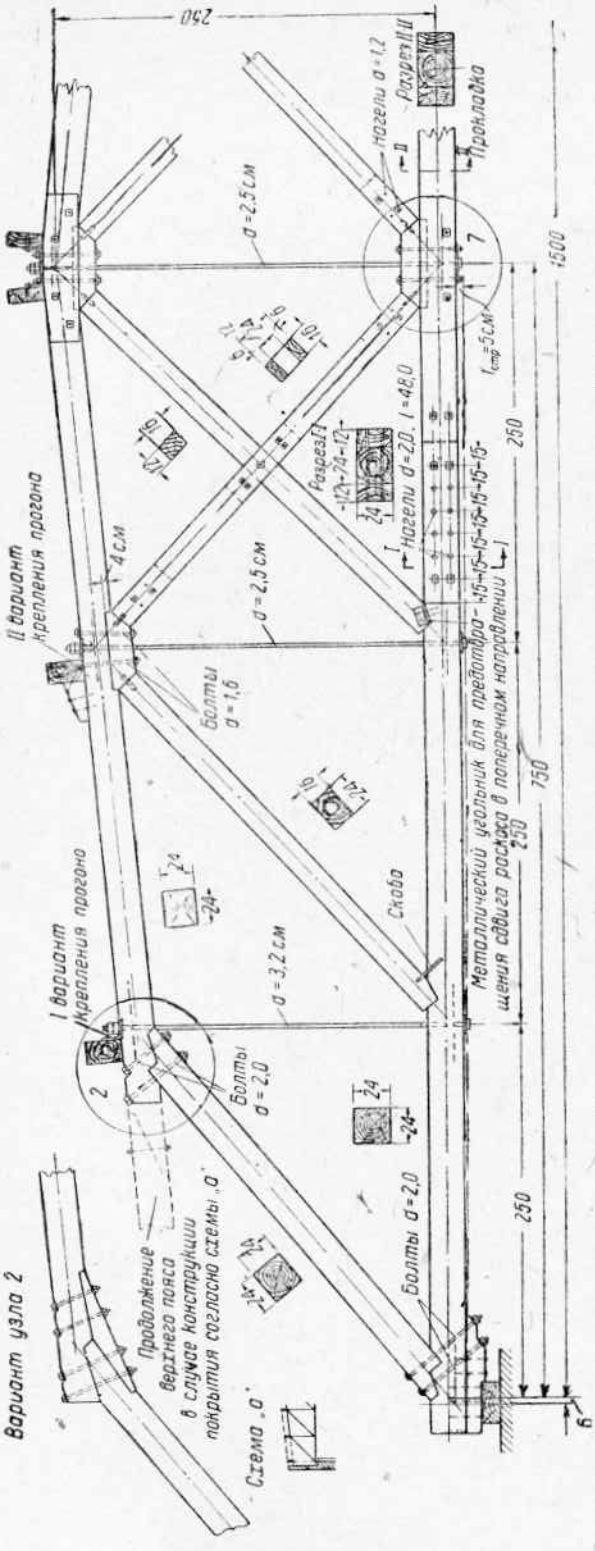


Рис. 159. Брусчатая полигональная ферма на лобовых врубках пролетом 15,0 м

влением составного сечения косому изгибу в составных равнопрогибных прогонах вертикальное расположение является обязательным.

Стропильные ноги нарубаются на вертикально поставленные прогоны. При холодной кровле, обычной для данного типа ферм в чердачных решениях покрытий с теплым подвесным потолком, такое решение не вызывает конструктивных затруднений; при теплой кровле утеплитель следует располагать, как показано на детали *А* рис. 156, т. е. так, чтобы главный прогон не входил в толщу ограждения. Во всех случаях прогоны должны быть прикреплены к верхнему поясу фермы.

На рис. 158 изображена треугольная брусчатая ферма под тяжелую нагрузку с двухъярусным решением верхнего пояса[1] при местной передаче нагрузки от кровли (например от деревоплиты).

б) Фермы с параллельными поясами и полигональные (схемы 11 и 12 табл. 8)

Фермы с параллельными поясами и полигональные характеризуются тем, что по мере приближения к середине фермы усилия в поясах возрастают, а в раскосах убывают.

Решетка ферм на лобовых врубках с параллельными поясами, как правило, проектируется раскосной, с восходящими раскосами. Такая система решетки в фермах с параллельными поясами обеспечивает при равномерно распределенной нагрузке работу раскосов на сжатие, а стоек—на растяжение во всех панелях. В полигональных фермах при том же характере нагрузки однозначная работа решетки будет обеспечена только в крайних панелях; в средних панелях знаки усилий в решетке будут зависеть

[1] Разработана КТИС Главстройпроекта Наркомстроя.

от угла наклона верхнего пояса (при больших углах наклона и большом числе панелей восходящие раскосы в одной-двух средних панелях могут оказаться растянутыми).

При односторонней нагрузке усилия в элементах решетки в средних панелях меняют знак в фермах обоих очертаний.

В связи с этим в панелях со знакопеременной работой решетки обычно ставятся перекрестные раскосы по принципу мостовых ферм Гау (рис. 159, а также гл. III раздела пятого); в зависимости от знака поперечной силы

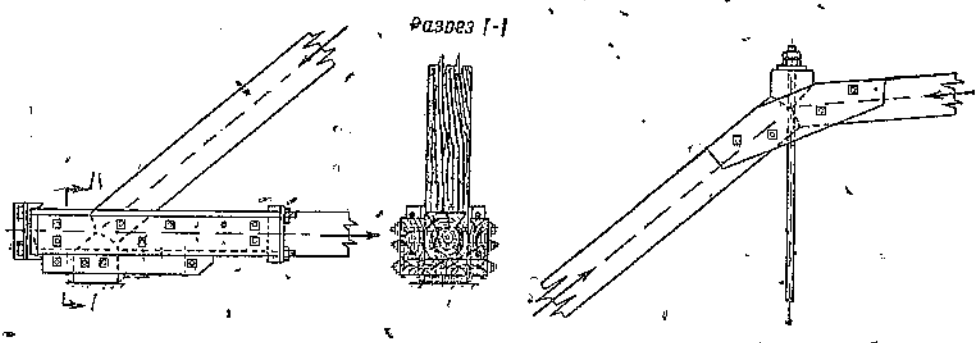


Рис. 160. Вариант опорного и переломного узлов на трехлобовых врубках

работает на сжатие раскос одного из этих направлений, усилие в другом раскосе принимается равным нулю.

В отдельных случаях, при тяжелой постоянной нагрузке по нижнему поясу (например от подвесного потолка) и при относительно небольшой снеговой нагрузке, возможна однозначная работа решетки.

Однако иногда даже небольшая перегрузка односторонней временной нагрузкой ферм, не имеющих встречных раскосов, может вызвать разрушение их. Поэтому для обеспечения надлежащего запаса прочности таких ферм реко-

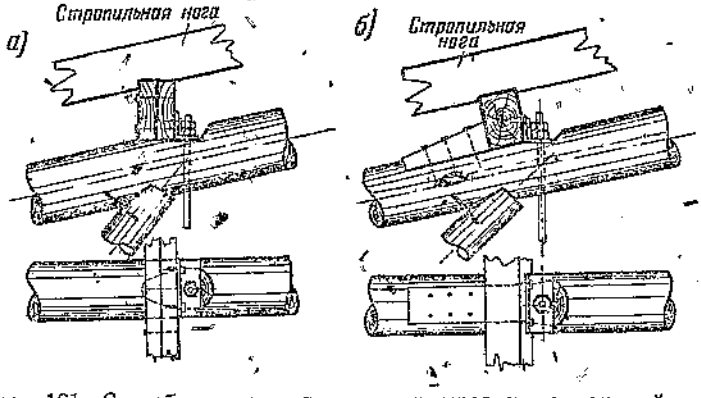


Рис. 161. Способы опирания прогонов кровли на верхний пояс в бревенчатой полигональной ферме

мендуется проверять усилия в решетке средних панелей при наиневыгоднейшем загружении фермы (по линиям влияния) двойной временной нагрузкой.

Характерным узлом является опорный узел. Он решается либо на лобовых врубках—одиночным или двойным зубом (рис. 159), либо трехлобовым упором во вкладыши с накладками, прикрепляемыми к нижнему поясу на нагелях из круглой стали и болтах (рис. 160). Стыки нижнего пояса, в которых осуществляются переломы последнего для придания ферме строительного подъема, рекомендуется располагать: а) при отсутствии перекрестных раскосов в средних панелях—около узлов *5* и *5'* (схемы 11 и 12 табл. 8); б) при наличии перекрестных раскосов помимо решения, указанного в п. «а», можно сделать один стык в узле *7* подобно стыку в треугольной ферме (см. выше).

Способ опирания прогонов кровли на верхний пояс в брусчатой ферме хорошо иллюстрируется рис. 159, в бревенчатой—рис. 161.

Проектирование ферм на лобовых врубках рекомендуется вести в следующем порядке. После выбора схемы и определения расчетных усилий в стержнях фермы производится расчет опорного узла, что дает возможность выявить размеры сечений нижнего и верхнего поясов, а в случае, если сечения последних, при условии решения опорного узла на лобовых врубках, окажутся чрезмерно большими, установить необходимость перехода к решениям опорного узла с металлическими хомутами.

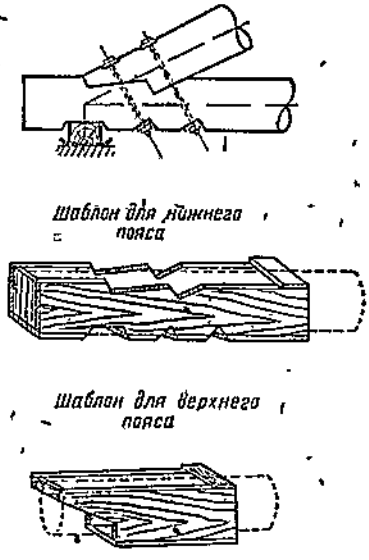


Рис. 162. Шаблоны для устройства врубок опорного узла

Выбрав и рассчитав конструкцию опорного узла, переходят к окончательному подбору сечений верхнего (на продольный изгиб или сжатие с изгибом) и нижнего (в растянутом стыке) поясов, а затем—к расчету остальных узлов фермы.

3. Особенности изготовления и монтажа ферм на лобовых врубках

Фермы на лобовых врубках в пределах нормальных пролетов, как правило, изготовляются в горизонтальном положении на бойке, который представляет собой прямоугольную в плане горизонтальную площадку из досок, уложенных по уровню на лагах. По своим размерам боек должен на 1,0—1,5 *м* превышать расстояние между крайними точками контура фермы. Разметка фермы производится как указано выше в § 30 (см. также рис. 153). При сборке нескольких ферм, вместо разметки ферм на бойке, рекомендуется пользоваться шаблоном всей фермы, изготовленным из тонких, сухих прямослойных досок. Если фермам придается строительный подъем, шаблон изготовляется с учетом последнего.

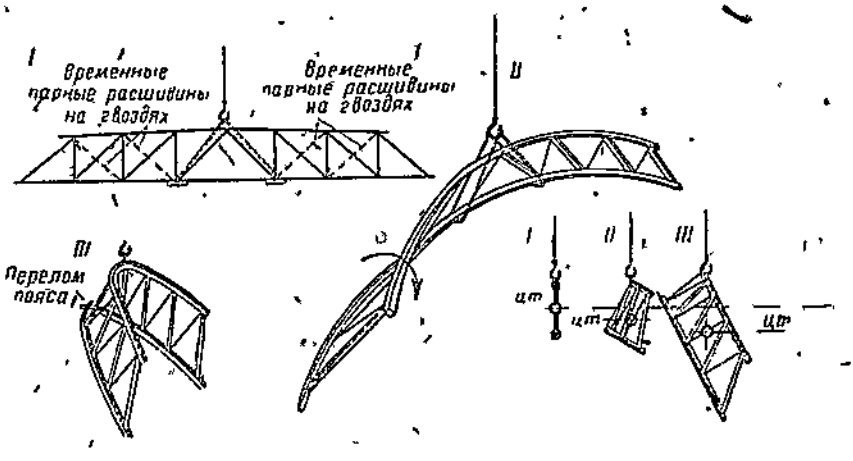


Рис. 163. Деформация поднимаемой фермы вследствие неправильного крепления в ней стропов и недостаточной жесткости пространственного крепления поясов

Помимо общего шаблона фермы при заготовке отдельных элементов можно рекомендовать применение местных шаблонов различного вида.

Два таких шаблона, служащие для обработки концов нижнего и верхнего поясов в опорном узле, представлены на рис. 162.

Монтаж ферм на лобовых врубках с гибкими металлическими тяжами несколько осложняется тем, что элементы таких ферм могут работать только на однозначные усилия, отвечающие основным расчетным схемам ферм. При подъеме в некоторых из них будут возникать усилия обратного знака (хотя и небольшие по величине). В связи с этим в фермах с параллельными поясами и полигональных необходимо ставить временные монтажные крепления в виде расшивин из досок на гвоздях и т. п. (рис. 163 и 165). Точки крепления к фермам

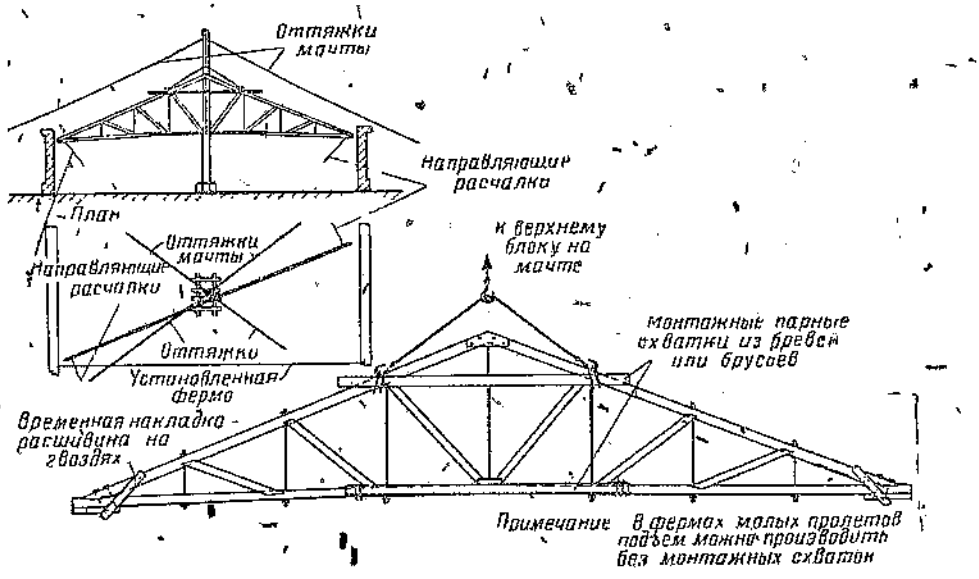


Рис. 164. Подъем треугольной фермы на лобовых врубках при помощи мачты на оттяжках

стропов должны исключать возможность общих деформаций ферм при их кантовке из горизонтального положения в вертикальное и при подъеме[1]. Все недостаточно жесткие стыки поясов следует усиливать дополнительными монтажными накладками. Подъем ферм обычных пролетов может производиться одним копром, мачтой на оттяжках или краном на гусеничном ходу.

На рис. 164 изображен способ подъема треугольной фермы при помощи бревенчатой мачты на оттяжках; на рис. 165 показан способ подъема полигональной фермы краном на гусеничном ходу. Этот способ обеспечивает наиболее быстрый и удобный способ монтажа.

4. Характерные дефекты ферм на лобовых врубках и способы их исправления

Одной из характерных ошибок является неправильное решение стыков растянутого нижнего пояса, влекущее за собой скалывание, разрывы и тому подобные разрушения в дефектных стыках. Реставрация таких стыков может быть произведена при помощи накладок на нагелях и натяжных хомутов, позволяющих обойтись без разгрузки ремонтируемой фермы. Другим нередко встречающимся дефектом этих ферм является с к а л ы в а н и е лобовых врубок в опорном узле при плохой пригонке многорядовых или двойных зубьев. Усиление таких узлов может быть выполнено при помощи боковых накладок на нагелях по верхнему и нижнему поясам и металлических тяжей[2] подобно решениям согласно рис. 157 и 160. При наличии в фермах с деревянными стой-

[1] При неправильном креплении стропов к ферме и недостаточной жесткости пространственного крепления ее поясов может произойти деформация фермы, показанная на рис. 163, *II* и *III* (центр тяжести фермы в деформированном состоянии лежит ниже, чем в недеформированном состоянии).

[2] Подробнее см. [46].

ками повреждений концов стоек последние могут быть усилены при помощи устанавливаемых параллельно им металлических тяжей. Значительные прогибы, появляющиеся вследствие плохой пригонки врубок и накапливающиеся в фермах этого типа с течением времени, устраняются подтягиванием тяжей. Последнее производится после освобождения конструкции от полезной нагрузки (временной и постоянной). Тяжи следует подтягивать в два-три приема, симметрично, последовательно от середины фермы к опорам до тех пор, пока ферма не примет проектного очертания (без строительного подъема).

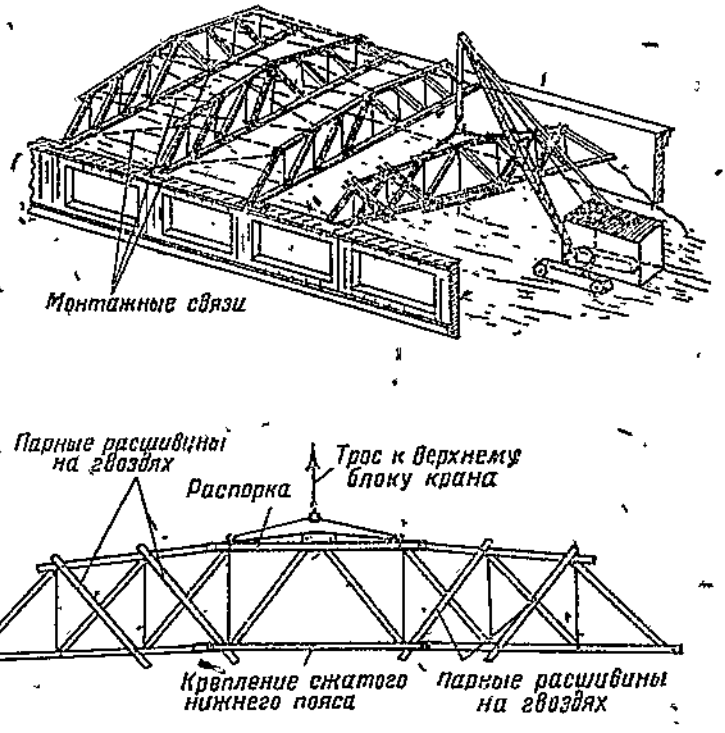


Рис. 165. Подъем полигональной фермы на лобовых врубках краном на гусеничном ходу

5. Деформации и коэфициент запаса ферм на лобовых врубках

Опыт многолетней эксплоатации ферм на лобовых врубках позволяет считать надежность их при правильном конструировании и хорошем изготовлении вполне достаточной (k_3 не менее 2,0). Характерным признаком ненормального состояния ферм является заметное на-глаз провисание конструкции.

Необходимо, однако, иметь в виду, что в фермах с повышенным нижним поясом (по проекту) прогибы бывают на-глаз незаметны.

Б. Полигональные фермы из бревен или брусьев с трехлобовым решением переломных узлов верхнего пояса (схема 13 табл. 8)

Этот тип ферм заслуживает внимания как конструктивная форма, позволяющая расширить область применения круглого леса в конструкциях построечного изготовления.

В качестве примера на рис. 166 представлена бревенчатая полигональная ферма пролетом $l=25$ м[1]. Переломные узлы таких ферм в местах сопряжения стоек с верхним поясом (см. узлы 2, 4, 6, 4′, 2′ схемы 13) рекомендуется располагать на параболе. При таком очертании фермы усилия в элементах решет-

[1] См. [40].

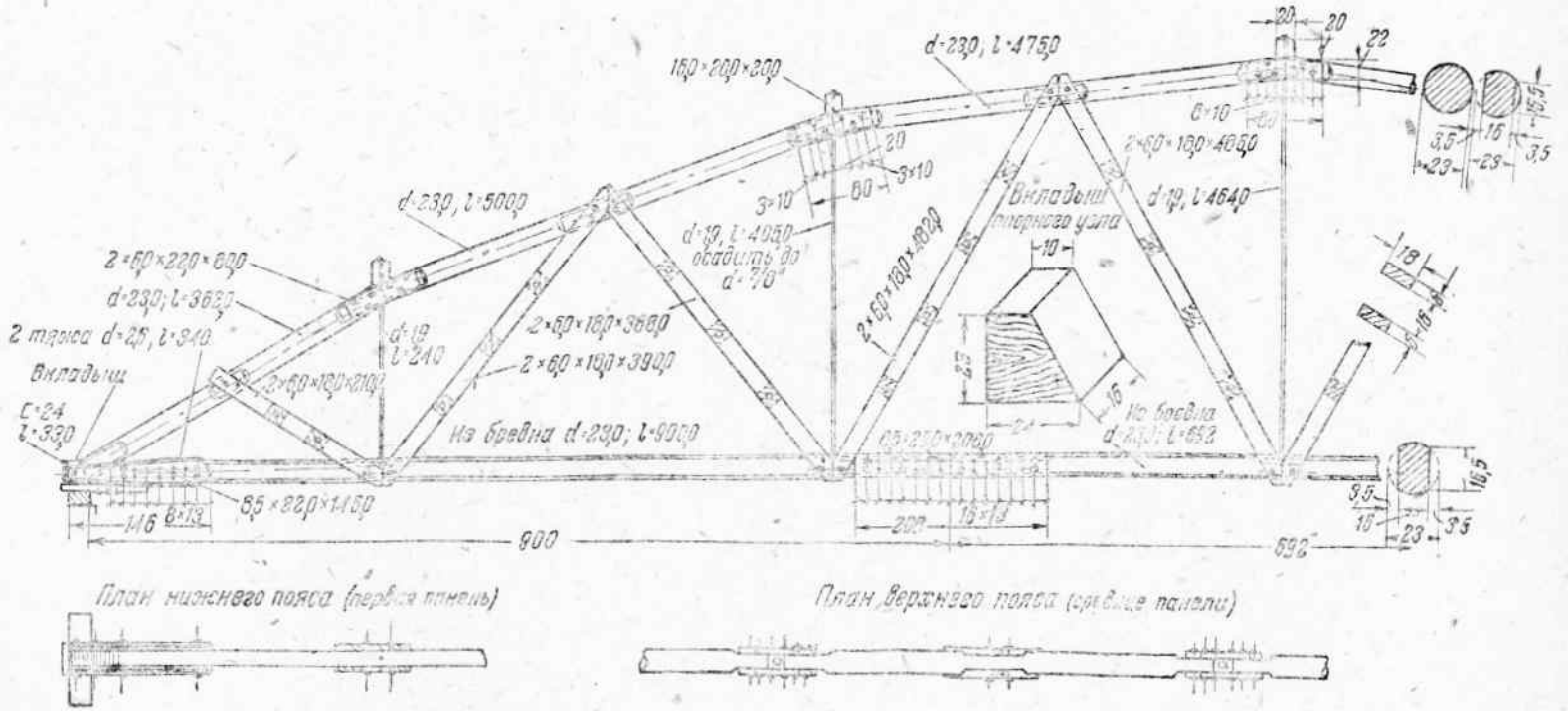


Рис. 166. Полигональная бревенчатая ферма пролетом 25 м

ки и, в частности, в раскосах получаются незначительными, что облегчает конструирование узлов с эксцентричным прикреплением раскосов к поясам небольшим количеством нагелей. При расчете поясов ферм следует учитывать изгибающий момент от такого прикрепления решетки. Растянутые стойки делаются металлическими в виде тяжей. Сопряжение их с верхним поясом осуществляется при помощи вкладышей с трехлобовым упором. Стыки верхнего пояса в этих узлах должны быть перекрыты парными накладками достаточной толщины (не менее $\frac{1}{3}$ d, где d—диаметр верхнего пояса) для обеспечения необходимой жесткости фермы из плоскости системы.

Нормальное решение опорного узла—решение на металлических хомутах с опорным вкладышем, упертым в швеллер.

В. Металло-деревянные фермы с брусчатым верхним поясом составного сечения на пластинках Деревягина (схемы 14—18 табл. 8)

1. Общие данные и принципы проектирования

В рассматриваемых металло-деревянных фермах сжатые элементы выполняются из дерева, растянутые—из металла, что обеспечивает оптимальное использование каждого из этих материалов.

Идея таких ферм не нова, и в прошлом металло-деревянные фермы типа Полонсо широко применялись в строительстве. Сжатые верхние пояса этих ферм выполнялись из цельных брусьев крупного размера, сжатые стойки нередко делались чугунными.

Отличительной особенностью современных металло-деревянных ферм этого типа является решение верхнего пояса в виде мощной составной балки из двух или трех брусьев на пластинках Деревягина. При распределенной по сжатому поясу передаче нагрузки от покрытия наличие такого пояса позволяет сильно увеличить длину панели (до 4,0—6,5 *м* вместо обычного размера до 3,0 *м*) и благодаря этому свести до минимума число узлов. При рациональном решении узлов это дает возможность расчленить ферму на достаточно крупные, удобные для сборки транспортабельные блоки, изготовляемые заводским путем.

К недостаткам металло-деревянных брусчатых ферм следует отнести: 1) трудность сушки древесины брусьев верхнего пояса[1]; 2) значительный расход металла на эти конструкции.

При пролете ферм $l>20$ *м* одна опора должна быть подвижной.

Конструирование верхнего пояса следует производить согласно указаниям глав III и IV раздела первого для балок Деревягина и арок из них[2].

Сжатые элементы решетки сопрягаются с верхним поясом упором их торца в нижний брус пояса.

Чтобы не препятствовать уплотнению швов при усушке последнего, плотная постановка болтов допускается только в соединении элементов решетки с нижним брусом (или нижней накладкой), стяжные же болты в среднем или верхнем брусьях надо ставить в овальные отверстия в поясе или решетке (см. ниже рис. 168, 170).

Стыки и узлы верхнего пояса следует конструировать таким образом, чтобы сжимающую силу воспринимали не все брусья верхнего пояса, а только нижний (рис. 167, *а*) или два нижних (рис. 167, *б*) в тех случаях, когда в поясах из трех брусьев передача силы на один нижний брус встречает затруднения[3]. Конструктивно это достигается устройством необходимых зазоров в стыках верхнего пояса, а в опорном (и коньковом) узле—соответствующим расположением шайбы и центрированием растянутых элементов и опорной подушки (рис. 168, 169, 170).

---

[1] Внедрение электросушки в строительную практику может существенно облегчить и ускорить высококачественную сушку крупных сортаментов лесоматериала.

[2] См. также [23].

[3] Или оба бруса в поясах из двух брусьев (рис. 167, *в*)

В связи с опасностью расщепления брусьев, особенно в подфонарных панелях, не загруженных поперечной нагрузкой, каждая панель верхнего пояса должна скрепляться болтами: при наличии нагрузки в панели — болтами по концам последней и болтами в третях панели; при отсутствии местной нагрузки — болтами по концам, болтами в четвертях и одним болтом по середине панели.

Подобно балкам Деревягина составным элементам верхнего пояса в каждой панели придается строительный подъем $f_{стр}$. Наличие последнего при действии сжимающих усилий вызывает в верхнем поясе отрицательный момент. Разгружающее влияние конструктивного строительного подъема в панелях, несущих поперечную нагрузку, не учитывается в предположении погашения его в процессе эксплоатации.

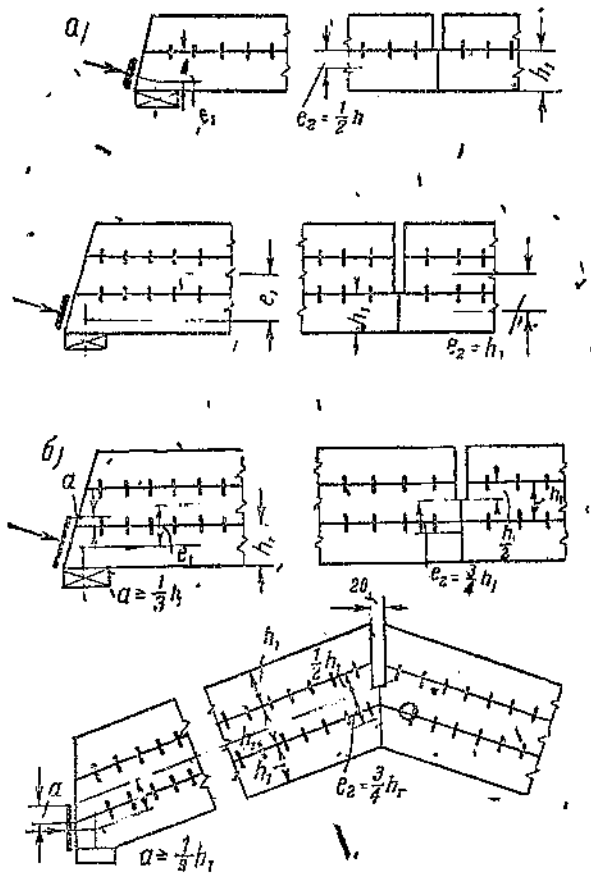


Рис. 167

В целях предотвращения просадки промежуточным узлам верхнего пояса (средние узлы 2 в фермах шпренгельного типа — см. ниже рис. 168) придается строительный подъем, равный $4\,f_{стр}$, где $f_{стр}$ — величина строительного подъема по середине панели, придаваемого каждому из составных элементов (балок) верхнего пояса. Для обеспечения необходимой жесткости фермы из ее плоскости при монтаже все стыки верхнего пояса в коньковом и промежуточных узлах должны быть перекрыты жесткими боковыми[1] накладками с количеством болтов не менее двух с каждой стороны стыка; в ряде конструкций (см. например рис. 168) кроме того ставятся нижние накладки — подбалки.

Растянутые элементы выполняются из круглой стали в виде тяжей, по возможности одиночных. Это оказывается конструктивно целесообразным при усилии в растянутом элементе, не превосходящем 12—14 *т*; при больших усилиях растянутые элементы делаются парными. В связи с затруднениями, возникающими при регулировке, не рекомендуется делать растянутые элементы более чем из двух тяжей.

Конструкция растянутых элементов должна обеспечивать возможность подтягивания их (что совершенно необходимо при парных тяжах) как первоначального — при сборке конструкции, так и дальнейшего — при ремонте эксплоатируемых ферм.

В остальном при расчете и конструировании тяжей можно руководствоваться указаниями § 58 первой части курса и § 30, *А* — для тяжей ферм на лобовых врубках.

---

[1] Возможно также устройство верхних врезных накладок (см. ниже рис. 170); однако это решение менее жестко.

а) Фермы шпренгельного типа и рыбообразные (схемы 14, 15, 17 табл. 8)

Ферма шпренгельного типа согласно схеме 14, в отличие от простейшей комбинированной шпренгельной системы по схеме 4 табл. 8, имеет стык верхнего пояса в среднем узле, что позволяет считать это соединение шарнирным и рассматривать ферму как обычную статически определимую систему.

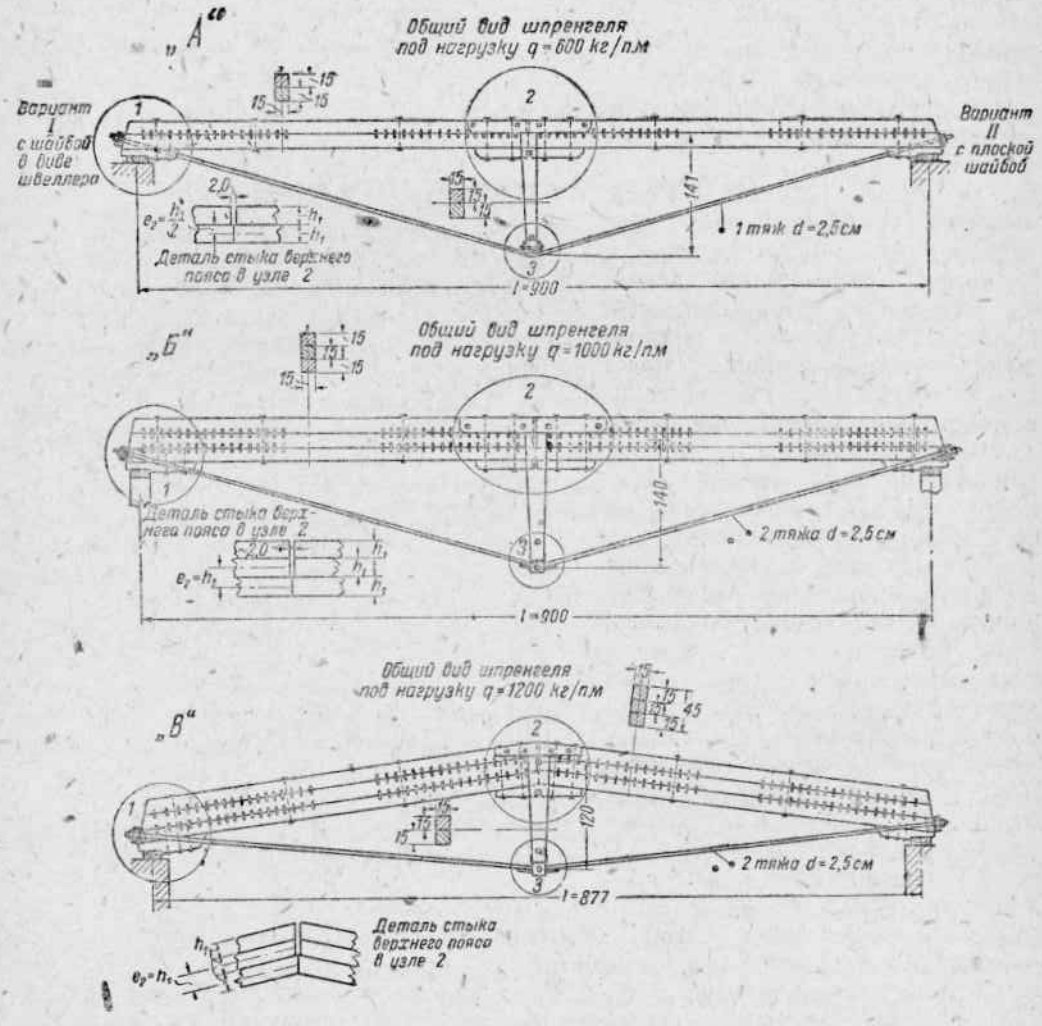


Рис. 168. Металло-деревянные фермы шпренгельного типа

На рис. 168 представлено несколько ферм шпренгельного типа[1] (*А*, *Б*, и *В*), отвечающих схемам 14 и 15 табл. 8.

Детали опорного узла *1* и узла *3* для ферм типа *Б* и *В* (с нижним поясом из двух тяжей) даны на рис. 169; при конструировании этих узлов можно также пользоваться деталями аналогичных узлов комбинированных шпренгельных систем (см. выше рис. 142).

---

[1] По материалам Проектстройдетали, см. [41].

Во всех фермах согласно рис. 168 сжимающее усилие как в средних (2), так и в опорных узлах (1) передается на один нижний брус. Наряду с этим возможно решение и с передачей сжимающей силы на два бруса (см. рис. 167, *б* и *в*).

В узле 2 (рис. 168, *Б* и *В*) болты, крепящие стойку, должны плотно заполнять сверленые отверстия в стойке, причем верхний стяжной болт должен сво-

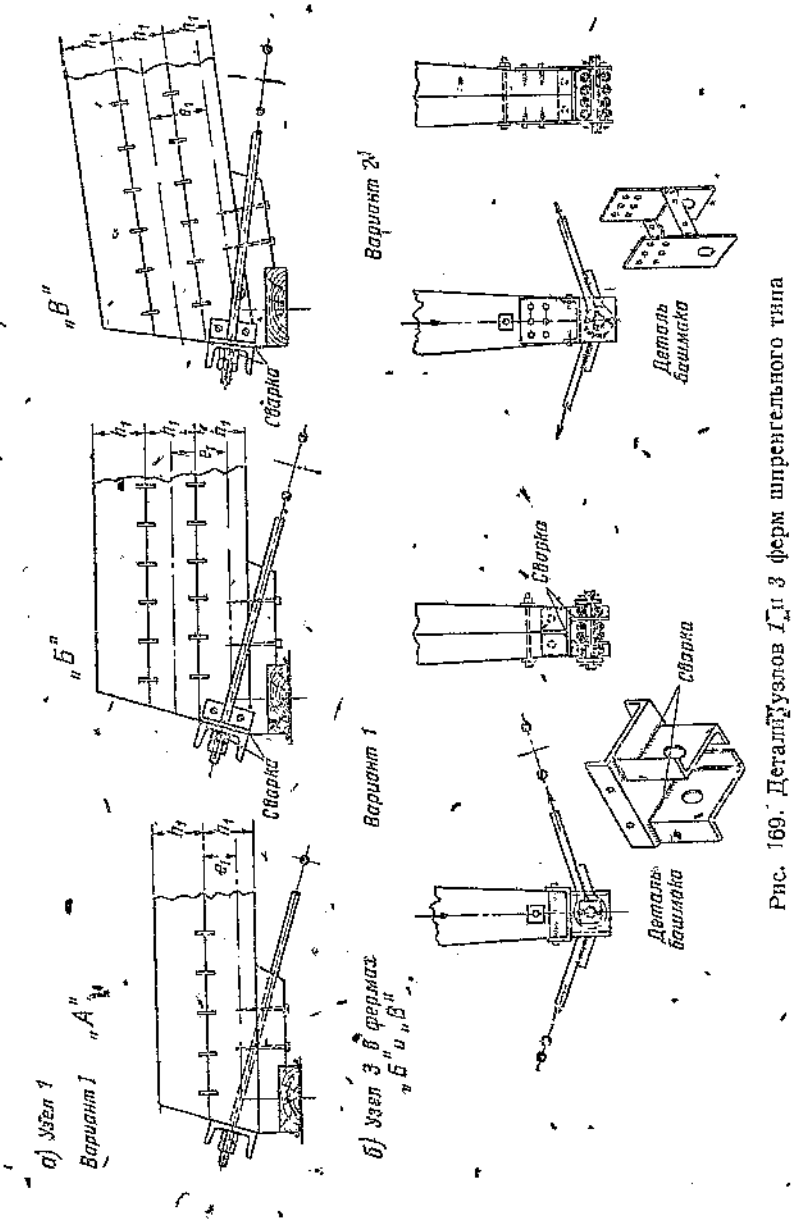


Рис. 169. Детали узлов 1 и 3 ферм ширенгельного типа

бодно входить в зазор (шириной большей диаметра болта) между торцами брусьев пояса.

На рис. 170 показаны детали средних узлов 2 как варианты с врезными накладками (применительно к передаче сжимающей силы согласно рис. 167, *б*).

Пример конструкции металло-деревянной рыбообразной фермы пролетом $l=17{,}75$ *м* дан на рис. 171. При определенных соотношениях постоянной и временной нагрузок и геометрических размеров фермы в раскосах рыбообразной фермы, в основном работающих на сжатие, могут появиться растягивающие

усилия. Если в узлах не предусматриваются специальные крепления для восприятия этих усилий, то должна быть обеспечена однозначность работы раскосов при наиневыгоднейшем загружении фермы двойной временной нагрузкой.

В противном случае необходимо предусмотреть соответствующие крепления раскосов.

Как в шпренгельных, так и в рыбообразных фермах для обеспечения устойчивости среднего узла нижнего пояса и предотвращения выхода его из плоскости

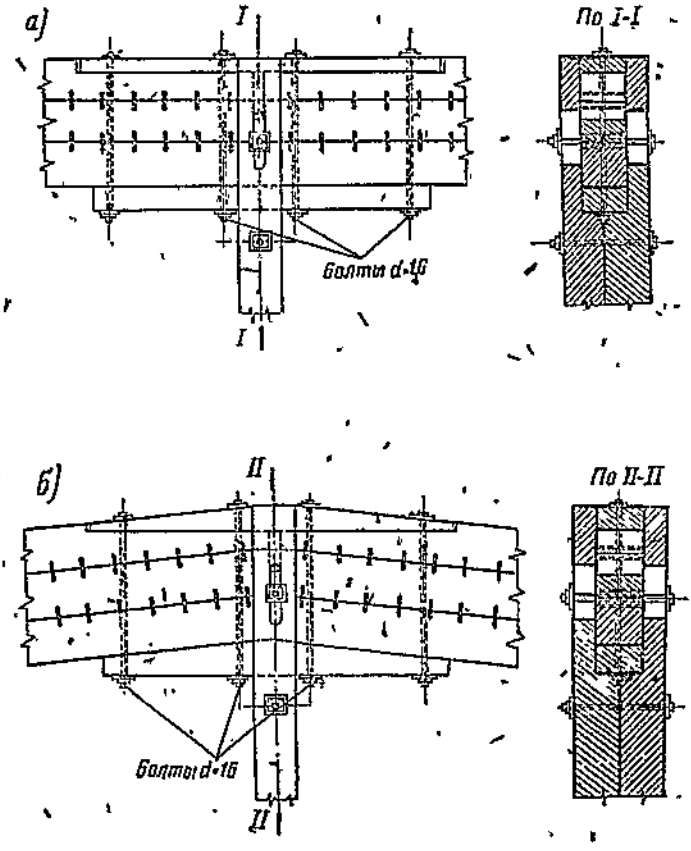


Рис. 170. Детали средних узлов верхнего пояса ферм шпренгельного типа:
а—узел 2 фермы типа Б; *б*—узел 2 фермы типа В.

системы необходимо пространственное крепление средних узлов. Это крепление достигается соединением ферм попарно вертикальными связями. Принципы пространственного крепления и конструкция связей более подробно рассмотрены ниже в разделе третьем.

Промежуточную форму между рыбообразной фермой (по схеме 17, табл. 8) и треугольной (по схеме 16) представляет ферма пролетом $l=11{,}75$ *м*, изображенная на рис. 172. В этой ферме рабочим элементом в средней части является горизонтальная распорка, а наклонные элементы треугольной надстройки служат лишь для восприятия нагрузки двухскатной крыши.

б) Треугольные металло-деревянные фермы

В треугольных металло-деревянных фермах усилия в решетке—однозначны. На рис. 173 представлена ферма пролетом $l=17{,}75$ *м*, отвечающая схеме 16 табл. 8. В более нагруженных крайних панелях верхний пояс выполнен из трех брусьев, в средних—из двух.

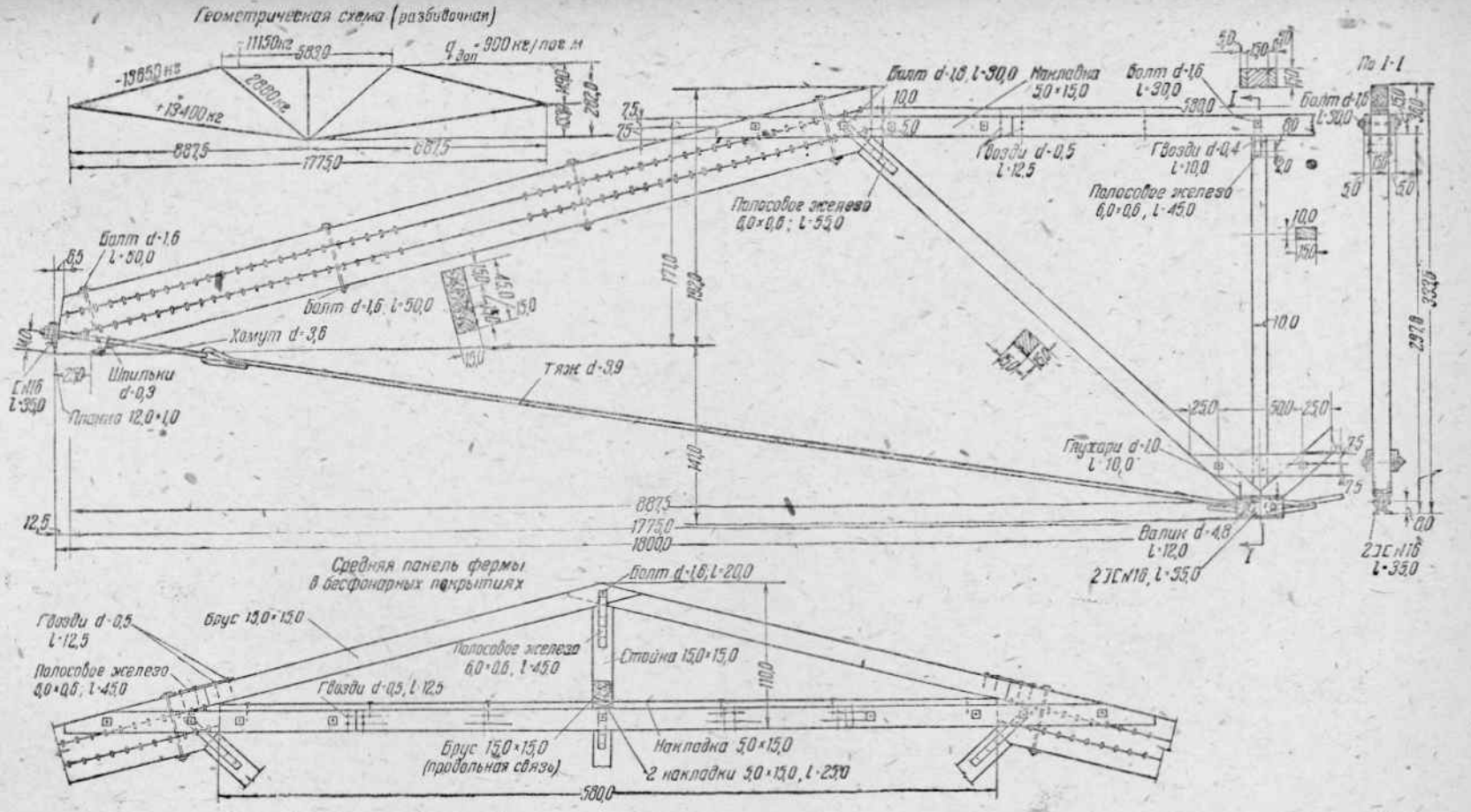


Рис. 171. Металло-деревянная рыбообразная ферма пролетом 17,15 м

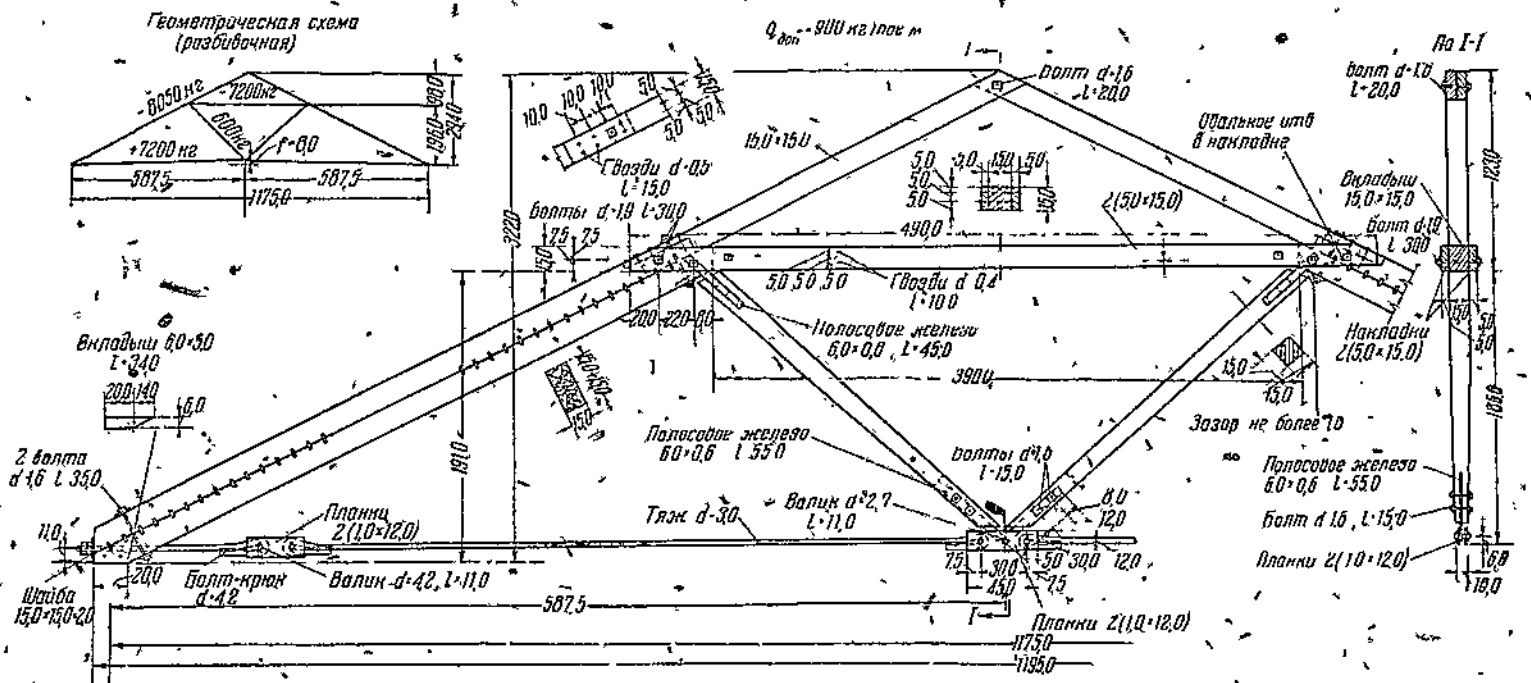


Рис. 172. Металло-деревянная ферма треугольного очертания пролетом 11,75 м

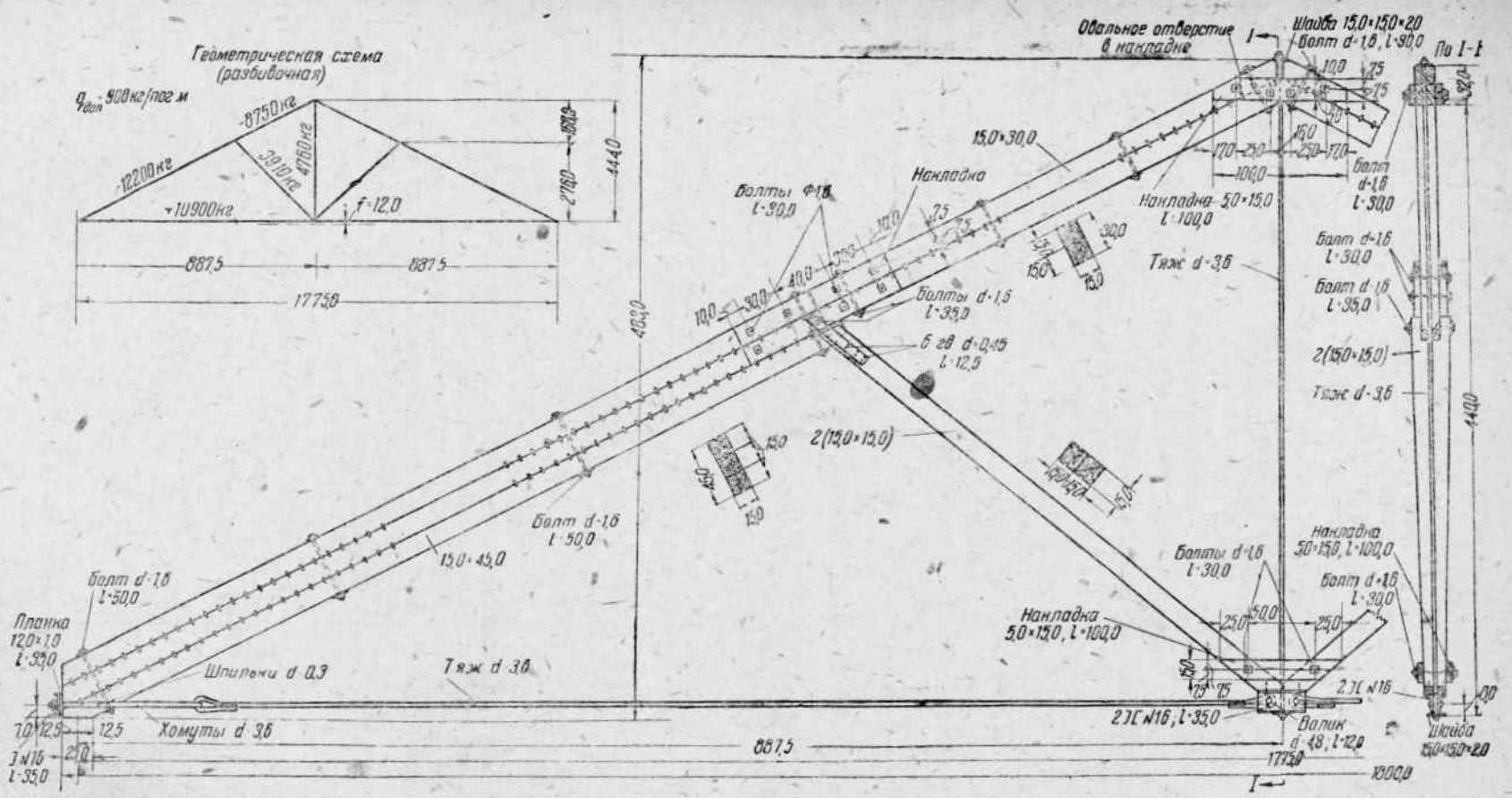


Рис. 173. Треугольная металло-деревянная ферма пролетом 17,75 м

Для восприятия сжимающих усилий в местах изгиба хомутов опорного узла они должны иметь жесткую распорку (см. вариант *III*, рис. 142).

Узлы фермы типа Полонсо[1] применительно к схеме 18 табл. 8 могут быть решены по аналогии с соответствующими узлами рассмотренных выше металло-деревянных ферм.

Металло-деревянные фермы с верхним поясом на пластинках Деревягина появились в строительстве недавно (последние 5—6 лет). Приведенные выше конструкции этого типа следует рассматривать как примеры имеющихся решений, не исключающие возможности и необходимости дальнейшей работы над усовершенствованием существующих и разработкой новых типов этих ферм[2].

3. Особенности работы и расчета металло-деревянных ферм с верхним поясом на пластинках Деревягина

Отличительной особенностью этого типа ферм является работа составного верхнего пояса на пластинках Деревягина. Расчет верхнего пояса при наличии местной нагрузки в панелях производится аналогично расчету составных элементов на пластинках Деревягина в трехшарнирных арках. Определение величин эксцентриситетов, с которыми прикладывается в данной панели сжимающая сила, производится в каждом из узлов в соответствии с конструкцией их и в предположении центрального положения равнодействующей $\sigma_{см}$ сминаемых площадок (рис. 167, *а*, *б*). При различной величине узловых эксцентриситетов в концах панели за расчетную принимается средняя величина эксцентриситетов, равная полусумме их

$$e = \frac{e_1 + e_2}{2}. \qquad (1—30)$$

В опорном узле величина эксцентриситета тесно связана с размерами опорной подушки, в связи с чем предварительно их нужно определить.

В панелях, не нагруженных местной нагрузкой, нагрузка в узлах должна быть по возможности приложена центрально.

В рыбообразных фермах (схема 17, табл. 8) может и должно быть обеспечено центральное приложение сжимающего усилия к средней панели верхнего пояса.

Так как в панелях, не несущих местной нагрузки, обычно на протяжении панели отсутствует закрепление верхнего пояса в направлении, нормальном к плоскости фермы, необходимо проверять верхний пояс на продольный изгиб из плоскости фермы.

В связи с тем, что металло-деревянные фермы являются конструкцией, в нормальных условиях рассчитанной на заводское изготовление, особое значение приобретает точное определение геометрических размеров отдельных элементов. Последние должны быть изготовлены с точностью, исключающей необходимость какой бы то ни было пригонки (подтески, подрезки и т. п.) на месте сборки фермы. Определение геометрических размеров элементов в металло-деревянных фермах осложняется необходимостью создания эксцентриситетов в узлах, придания верхнему поясу строительного подъема и пр., в связи с чем происходит смещение осей элементов, изменение углов наклона торцовых поверхностей элементов верхнего пояса в узлах и т. п. Подробные указания о геометрическом расчете металло-деревянных ферм имеются в альбоме-справочнике Проектстройдетали «Металло-деревянные конструкции»[3].

Статический расчет этих ферм можно производить по исходной геометрической схеме, определяя величины эксцентриситетов в узлах графически, задавшись размерами верхнего пояса и точно вычерчивая узлы в достаточно крупном масштабе.

---

[1] Разработана Проектстройдеталью; см. [41].
[2] См. [43].
[3] См. [41].

4. Изготовление и монтаж металло-деревянных ферм

Составные элементы верхнего пояса на пластинчатых нагелях изготовляются тем же способом, что и балки Деревягина.

Поскольку даже при изготовлении в заводских условиях сушка брусьев до воздушно-сухого состояния представляет затруднения, допускается применение для верхнего пояса полусухого лесоматериала.

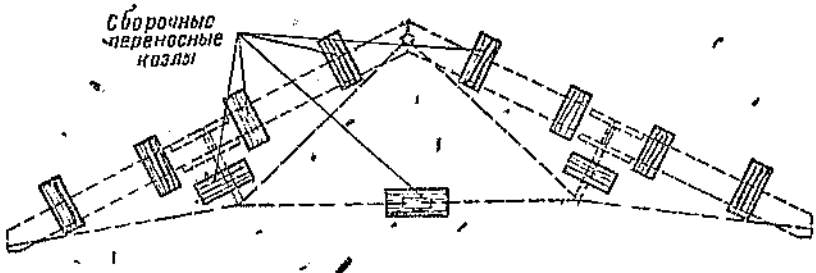


Рис. 174. Сборка металло-деревянной фермы типа Полонсо на переносных козлах

Сборка металло-деревянных ферм производится, как правило, в горизонтальном положении.

Так как фермы собираются из заранее изготовленных точно по шаблонам крупных блоков, не требующих при сборке никакой дополнительной обработки и пригонки за исключением сверления нескольких отверстий для стяжных болтов в стыках, сборку ферм можно вести при помощи легких переносных сборочных козел.

Рис. 174 дает представление о расположении этих козел при сборке фермы типа Полонсо, очертание которой показано на рисунке пунктиром. Верхние

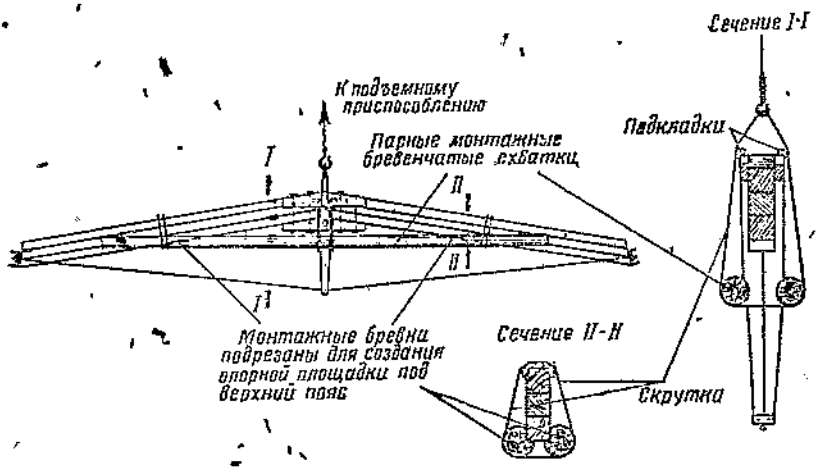


Рис. 175. Схема, иллюстрирующая способ подъема шпренгельной фермы

грани отдельных козел должны иметь отметки, обеспечивающие горизонтальное положение собираемой фермы; в связи с этим установка козел должна быть проверена по уровню или нивелированием. Особое внимание при сборке следует обращать на равномерное натяжение парных, параллельно работающих тяжей. Перед кантовкой фермы в вертикальное положение и подъемом ее все стяжные болты должны быть плотно затянуты. Подъем металло-деревянных ферм малых и средних пролетов может производиться одним подъемным приспособлением—мачтой, копром или подвижным краном.

В связи с большой гибкостью металлических элементов, не могущих воспринимать даже незначительных сжимающих усилий, при подъеме ферм необ-

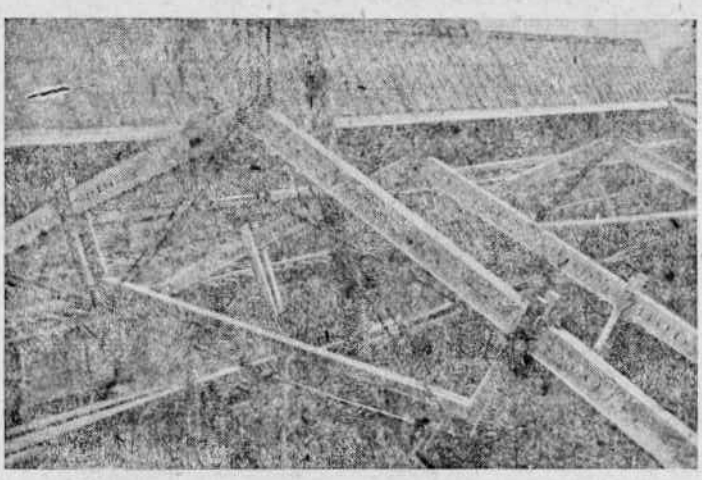


Рис. 176. Подъем небольшой металло-деревянной фермы типа Полонсо при помощи мачты

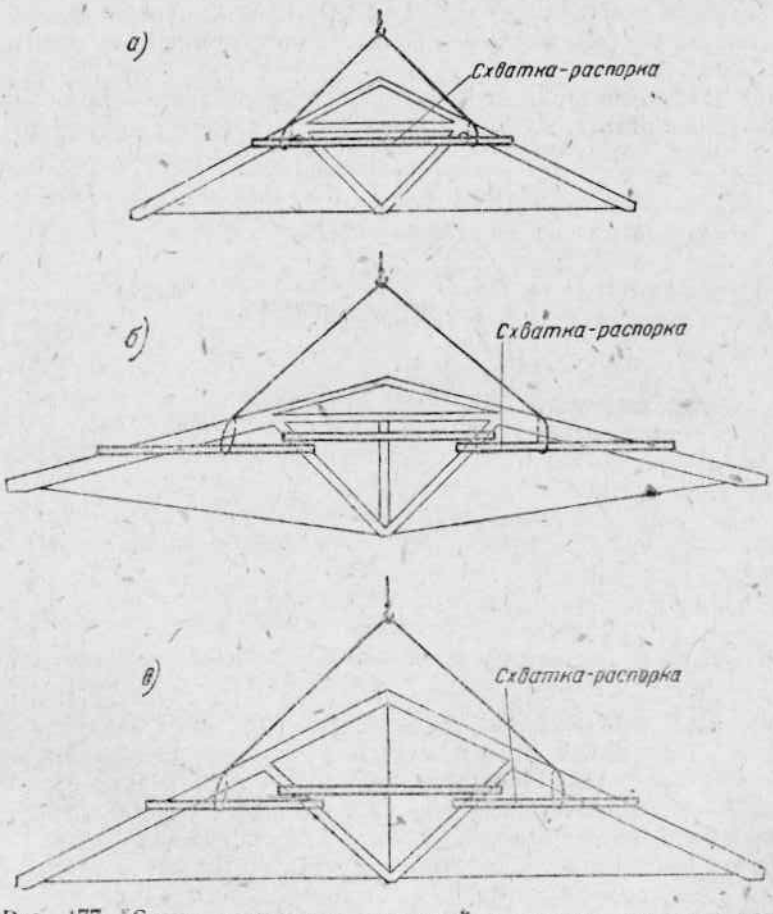


Рис. 177. Схемы монтажных креплений и захвата стропами при подъеме металло-деревянных ферм

ходимо производить временное монтажное крепление их. Например подъем шпренгельной фермочки согласно схеме 15 табл. 8 может быть произведен при помощи спаренных бревен или брусьев, охватывающих стойку фермы и своими концами поддерживающих ее верхний пояс (рис. 175).

На рис. 176 показан момент подъема мачтой небольшой фермы типа Полонсо; стропы прикреплены в промежуточных узлах верхнего пояса; между нижними узлами поставлена монтажная распорка.

В металло-деревянных фермах средних пролетов при наличии стыков массивного верхнего пояса появляется опасность выхода его из плоскости фермы при кантовке и подъеме ее.

В этом случае рекомендуется при подъеме обжимать ферму бревенчатыми или брусчатыми схватками, обеспечивающими необходимую монтажную жесткость фермы. На рис. 177 даны схемы монтажных креплений и захвата ферм стропами при подъеме их: на рис. 177, *а*—для фермы согласно рис. 172; на рис. 177, *б*—для рыбообразной фермы согласно рис. 171 и на рис. 177, *в*—для треугольной фермы, изображенной на рис. 173. В фермах больших пролетов следует переходить к монтажу двумя подъемными приспособлениями.

5. Характерные дефекты металло-деревянных ферм и способы их исправления

К числу характерных дефектов изготовления металло-деревянных ферм относятся:

1) отсутствие стяжных болтов в панелях верхнего пояса, особенно в подфонарных; это приводит к образованию между брусьями щелей, могущих доходить в отдельных случаях до 25—30 *мм*, что совершенно выводит из работы пластинчатые нагели;

2) недостаточно жесткие накладки (или даже отсутствие их) в стыках верхнего пояса—в коньковом и промежуточных узлах, что сильно затрудняет монтаж ферм (в одном случае это даже привело к монтажной аварии);

3) отсутствие в фермах шпренгельных и типа Полонсо вертикальных связей, соединяющих фермы попарно в плоскости стоек[1]. Это может привести к отклонению стоек из плоскости системы при неравномерном натяжении тяжей, а в отдельных случаях—к полной потере устойчивости сжатой стойки. Неравномерное натяжение тяжей при производстве работ помимо перекоса стоек вызывает перенапряжения в тяжах и других частях ферм.

6. Данные испытаний, деформации и коэфициент запаса металло-деревянных ферм

Испытания металло-деревянных ферм (шпренгельных—согласно рис. 168, *Б* и типа Полонсо), произведенные[2] в 1936—1937 гг., показали, что при расчете верхнего пояса по формулам гл. IV раздела первого коэфициент запаса ферм с металлическими тяжами, рассчитанными нормально по допускаемым напряжениям Н и ТУ, составляет $k_3 \approx 2{,}5$ и определяется прочностью тяжей, достигавших при этом коэфициенте запаса предела текучести; коэфициент запаса самих сжато-изогнутых элементов (по прочности шва) оказался в этом случае равным примерно 4,20. Для случаев приложения сжимающей силы только к одному или к двум нижним брусьям испытания выявили необходимость учитывать при расчете пластинчатых нагелей дополнительную нагрузку на них от части нормальной силы, передающейся через нагели на верхний брус пояса.

Фермы Полонсо при испытании дали малые остаточные деформации и показали несколько повышенную жесткость по сравнению с фермами других типов (сегментными, на кольцевых шпонках и др.).

Прогибы средних узлов ферм (после выдерживания их под нагрузкой до затухания деформаций) указаны в табл. 15.

---

[1] Подробнее см. раздел третий.

[2] ЦНИПС и СКУ РККА.

Таблица 15

Стадия загружения / № испытывавшейся фермы	Полная расчетная равномерно распределенная нагрузка	Полная расчетная нагрузка + 100% односторонней (на одном скате) снеговой нагрузки	Остаточные прогибы после разгрузки фермы
1	$\frac{f}{l}=\frac{31}{2378}=\frac{1}{765}$	$\frac{f}{l}=\frac{39}{2378}=\frac{1}{608}$	$\frac{f_{ост}}{l}=\frac{0,9}{2378}=\frac{1}{2640}$
2	$\frac{f}{l}=\frac{26}{2378}=\frac{1}{914}$	$\frac{f}{l}=\frac{38}{2378}=\frac{1}{625}$	$\frac{f_{ост}}{l}=\frac{1,0}{2378}=\frac{1}{2378}$

Испытания носили характер кратковременных испытаний, длившихся в течение нескольких суток, и не ставили своей целью изучение работы металло-деревянных ферм под длительно действующей нагрузкой.

§ 31. БРУСЧАТО-ДОЩАТЫЕ БАЛОЧНЫЕ ФЕРМЫ

А. Общая характеристика брусчато-дощатых ферм

Эта категория балочных ферм, к которой относятся фермы на ножничных врубках, фермы с «трехлобовым» и упрощенным «двухлобовым» решением узлов, выполняемые частично с брусчатыми, частично с дощатыми сечениями элементов, представляет собой переходную форму от брусчатых конструкций к дощатым.

Б. Фермы с трехлобовым решением узлов

1. Общие данные и принципы проектирования (схемы 19—23 табл. 8)

Длина панели d этих ферм принимается в пределах от 1,6 до 2,5 *м*—с подвесным потолком и до 3,0 *м*—без подвесного потолка.

Трехлобовое решение узлов, допускающее только однозначную работу решетки, обусловливает применение раскосной решетки, как правило, со сжатыми раскосами. Фермы с трехлобовыми сопряжениями, работающими только на смятие без скалывания в узлах, представляют собой весьма надежную конструкцию (схемы 21, 22 и 23 табл. 8). Фермы эти с растянутыми стойками в виде металлических тяжей являются одним из основных решений балочных ферм с нагрузкой по нижнему поясу (в покрытиях с подвесным потолком и т. п.). Фермы с деревянными стойками и сопряжениями узловых вкладышей и стыков на дубовых нагелях дают безметалльную конструкцию (схемы 19 и 20). Большим достоинством фермы с металлическими болтовыми тяжами-стойками является возможность подтягивания последних и устранения тем самым прогибов, накапливающихся в конструкции с течением времени.

Сечения верхнего и нижнего поясов ферм, как правило, делаются одинаковыми из двух брусьев или досок (рис. 178, *а* и *б*); в тяжелых фермах не исключена возможность устройства поясов из трех ветвей (рис. 178, *в*).

В фермах с металлическими стойками раскосы делаются из брусьев (рис. 178), стойки из одного тяжа, проходящего через прокладку, или из двух тяжей, охватывающих пояс снаружи. Не следует пропускать тяжи через брусья поясов, чтобы не вызвать излишнего их ослабления. В фермах с деревянными стойками последние выполняются из одной доски, а раскосы из двух, охватывающих стойку с обеих сторон (рис. 178,*б*); пояса в этом случае охватывают решетку снаружи. При поясах из трех ветвей раскосы делаются из двух досок или брусьев, тяжи-стойки, тоже парные, пропускаются сквозь прокладки. Основные принципы проектирования и расчета узлов с трехлобовым упором освещены в § 50 ч. I курса.

При конструировании тяжей следует руководствоваться указаниями § 30.

Нормальное решение типового промежуточного узла нижнего пояса рассматриваемых ферм с деревянными раскосами и металлическими стойками-тяжами (узлы *3* схем 22 и 23 и узел *5'* схемы 21) представлено на рис. 179. При угле наклона раскоса к поясу, равном или близком к 45°, нередко применяется трехбиссектрисное решение (рис. 179, *а*).

В качестве второго варианта при углах β, близких к 45°, возможна конструкция узла с ортогональным упором раскоса во вкладыши пояса и стойки (рис. 179, *б*); в этом случае для повышения мощности узла вкладыши, работающие на смятие под углом, делаются из твердой породы дерева, обычно из дуба. Нормально вкладыши прикрепляются к поясам на нагелях из круглой стали; возможно применение трубчатых нагелей, а в легких фермах небольшого пролета—гвоздей.

Нагрузка по нижнему поясу передается в узлах непосредственно на металлические растянутые стойки (что облегчает работу узловых вкладышей — см. многоугольник сил на рис. 179, *а*). Возможные способы крепления прогонов подвесного потолка в узлах нижнего пояса даны также на рис. 179, *г*.

Типовой промежуточный узел верхнего пояса для ферм с металлическими тяжами-стойками (узел *4* схемы 21 и узел *4'* схемы 23) изображен на рис. 179, *в*. Прогоны кровли в узлах верхнего пояса опираются на пояс обязательно со стороны поясного вкладыша. Это улучшает работу последнего и нагелей, служащих для его прикрепления, так как узловая нагрузка препятствует вращению поясного вкладыша (прокладки) вверх под влиянием усилия в раскосе и одновременно уменьшает нагрузку на вкладыши (см. многоугольник сил на рис. 179,*в*).

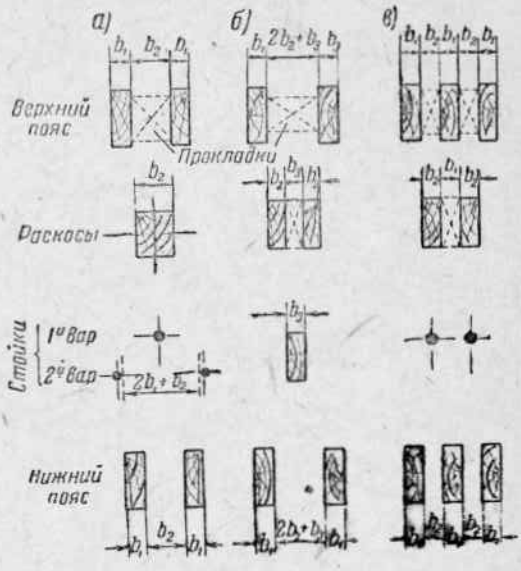


Рис. 178. Типы сечений поясов и решетки ферм с трехлобовым решением узлов

В верхнем поясе следует делать сплошные прокладки на всю длину панели, возлагая на них при этом роль узловых вкладышей. Количество связей в этих прокладках принимается равным сумме их количества, потребного для восприятия усилия в узле и полученного при расчете верхнего пояса на продольный изгиб (см. выше § 25, *В*).

Нормальное решение типового промежуточного узла нижнего пояса для второй разновидности ферм—с деревянными стойками (узел *3* схемы 20 и узел *5'* схемы 19) дано на рис. 180, *а*. Принципы построения самого трехлобового упора те же, что для предыдущего узла. Прикрепление накладок к стойкам, а вкладышей—к поясам осуществляется на нагелях, обычно дубовых, так как фермы с такой конструкцией узла целесообразно применять только в безметалльном решении[1]. Не рекомендуется конструкция стойки с врубками в ней для раскосов и поясного вкладыша (деталь *А* на рис. 180) и концами, работающими на скалывание, хотя в этом случае несколько уменьшается длина концов стойки. Способ крепления прогонов подвесного потолка дан на рис. 180, *а*. На рис. 180, *б* представлен типовой промежуточный узел верхнего пояса (узел *4* схемы 19 и узел *4'* схемы 20) для той же разновидности ферм с деревянными стойками и рекомендуемый способ опирания на ферму прогона кровли.

[1] В связи с тем, что они, с одной стороны, лишены существенного достоинства ферм с металлическими тяжами—возможности подтягивания, а с другой, осложняют конструирование кровли из-за длинных концов стоек, необходимых для размещения нагелей.

Вместо трехлобового упора во вкладыши не следует применять трехлобовое решение узлов с частичной врезкой раскосов и вкладышей стоек в пояса, что сложно в исполнении, ведет к значительному местному ослаблению поясов[1] и вызывает скалывание с отдиранием отдельных частей их.

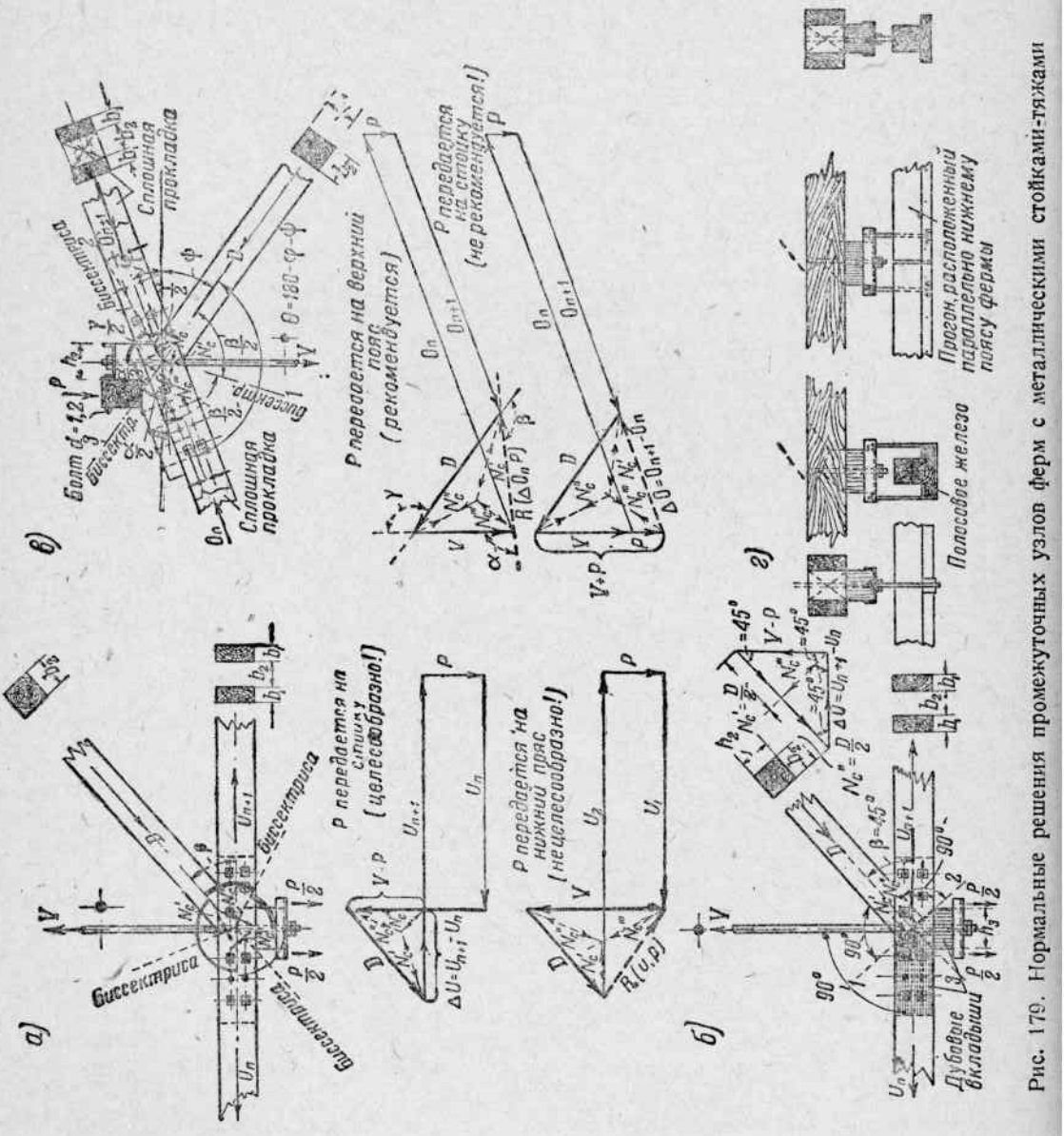


Рис. 179. Нормальные решения промежуточных узлов ферм с металлическими стойками-тяжами

При проектировании ферм с трехлобовым решением узлов рекомендуется сначала рассчитать один-два узла с максимальными усилиями в элементах решетки, в результате чего определится расстояние между ветвями поясов, а затем подбирать сечения последних в панелях с наибольшими усилиями: верхнего—из условия продольного изгиба, нижнего—из условия расчета по ослабленному сечению в месте растянутого стыка.

---

[1] Аналогично ножничной врубке, см. рис. 199 первой части курса, а также ниже рис. 187.

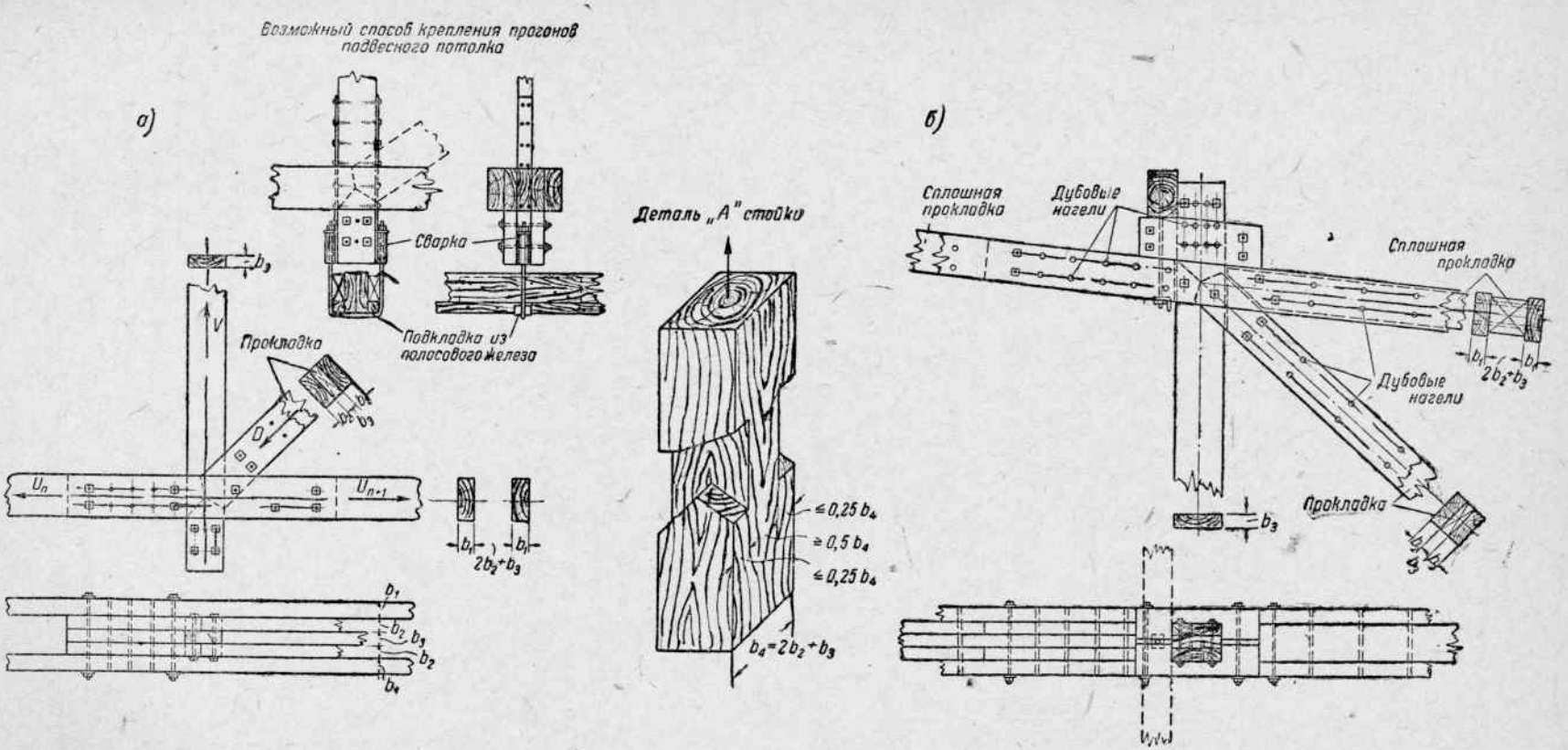


Рис. 180. Нормальные решения промежуточных узлов ферм с деревянными стойками

2. Детали конструкции ферм различного очертания с трехлобовым решением узлов

а) Треугольные фермы (схемы 19 и 21 табл. 8)

В качестве примера конструкции этого типа на рис. 181 представлена треугольная ферма пролетом $l = 18$ *м* с трехлобовым биссектрисным решением промежуточных узлов, детали которых даны на рис. 182 и 183; ферма предна-

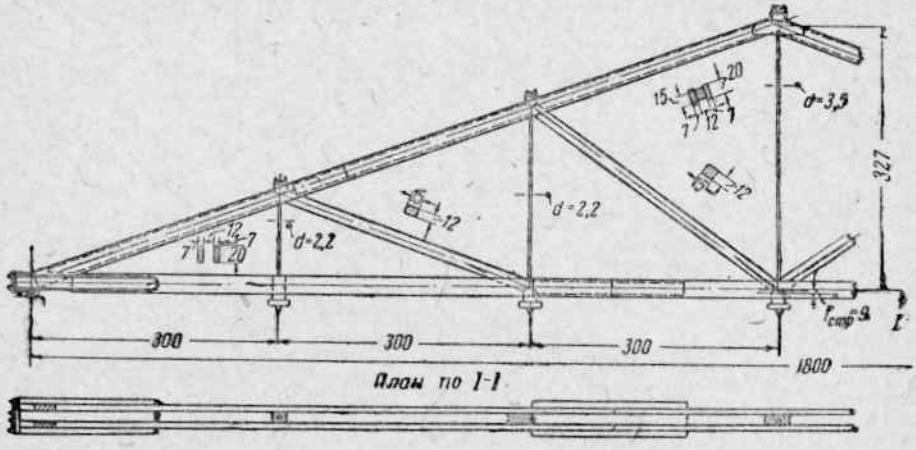


Рис. 181. Треугольная ферма пролетом 18 *м* с трехлобовым решением промежуточных узлов

значена для чердачного покрытия с холодной кровлей и теплым подвесным потолком.

Нормальным решением опорного узла для ферм с металлическими стойками-тяжами следует считать конструкцию (аналогичную описанной выше для

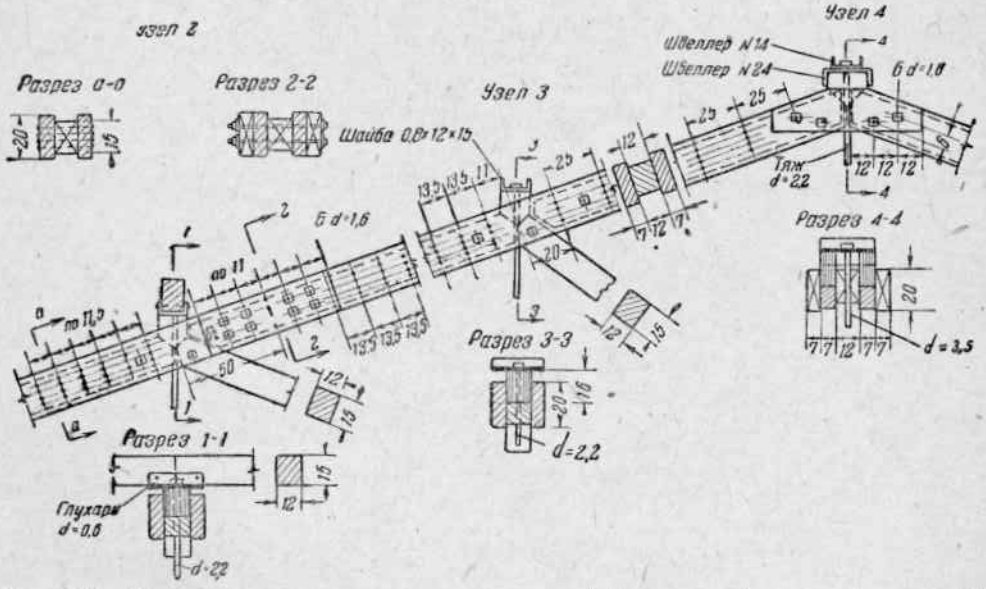


Рис. 182. Детали узлов верхнего пояса треугольной фермы, изображенной на рис. 181

треугольных ферм на лобовых врубках) с ортогональным лобовым упором брусьев верхнего пояса во вкладыши, поддерживаемые швеллером, передающим усилие на нижний пояс при помощи металлических хомутов и накладок на нагелях.

Опорный узел, изображенный на рис. 183, является примером такой конструкции с круглыми хомутами; при достаточно широкой прокладке и на

кладках, допускающих постановку уголков необходимого размера, возможно решение с прямыми хомутами, подобно изображенному на рис. 157, *б*. Другую группу возможных решений опорного узла составляют конструкции, выполняемые без металлических рабочих частей и применяемые преимущественно в безметалльных фермах. Основной для таких ферм следует считать конструкцию узла с вкладышами на дубовых нагелях, изображенную на рис. 184, *а*;

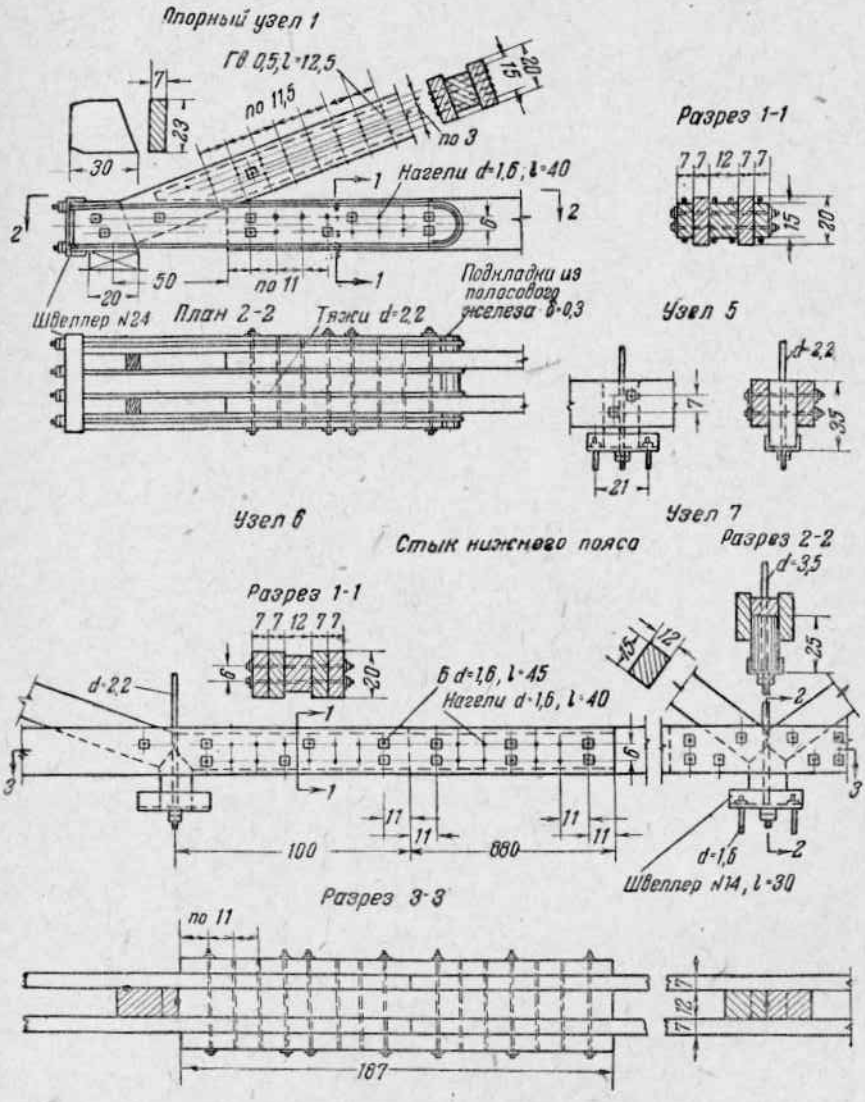


Рис. 183. Детали опорного узла, стыка и узлов нижнего пояса треугольной фермы, изображенной на рис. 181

недостатком ее является длинная хвостовая часть, затрудняющая в теплых покрытиях конструирование карниза. Более короткую хвостовую часть дает решение узла щековой ортогональной врубкой в накладки и прокладки (рис. 184, *б*). Однако эта конструкция с концами накладок и прокладок, работающими на скалывание, обладает меньшей надежностью, так как на ней резко сказываются всякого рода дефекты материала и производства работ. Обязательным условием применения узла согласно рис. 184, *б* является изготовление прокладок и накладок во избежание образования в них трещин от усушки (рис. 184, *б*) из сухого лесоматериала отборного сорта (если есть возможность, то из дерева твердых пород—обычно дуба). Не следует применять конструк-

ций опорного узла на щековых врубках, нормальных к оси нижнего пояса, и биссектрисных; недопустима конструкция узлов с врубкой верхнего пояса частично непосредственно в нижний пояс, частично— прокладку[1].Конец

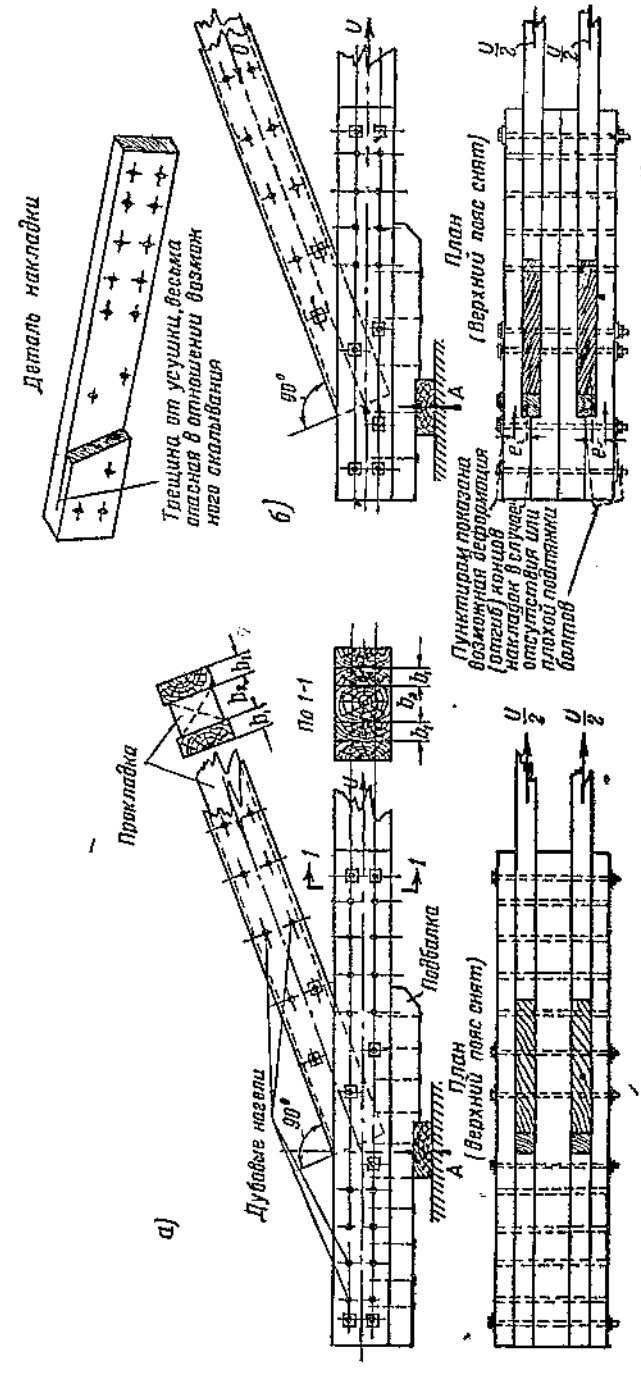


Рис. 184. Решения опорного узла в безметалльных треугольных фермах

узла должен быть стянут не менее чем двумя болтами во избежание возможного изгиба концов накладок (изображенного пунктиром на рис. 184, *б*) под действием момента $M_э = \frac{U}{4} e$ от внецентренного приложения усилия во врубке.

[1] Подобно конструкции согласно рис. 187.

В эксплоатации необходимо следить за тем, чтобы эти болты всегда были плотно подтянуты.

Другими характерными узлами треугольных ферм являются: коньковый узел, который решается весьма просто, как показано на рис. 182 с накладками, прикрепленными не менее чем двумя болтами с каждой стороны, и средний узел нижнего пояса. Конструкция этого узла должна предусматривать достаточно надежную передачу горизонтальной составляющей усилия в одном из раскосов при односторонней временной нагрузке фермы. Это достигается постановкой болтов в раскосах и узловом вкладыше. С обеих сторон узла в нижнем поясе рекомендуется ставить прокладки на болтах, как показано на рис. 183.

По соображениям, изложенным выше, опирание прогонов кровли на узловые вкладыши согласно рис. 182 менее целесообразно, чем на пояс.

б) Фермы с параллельными поясами и полигональные (схемы 20, 22, 23 и 24 табл. 8)

В этих фермах при типовом решении узла в средних панелях трехлобовым упором без дополнительных креплений раскосов на растяжение должна быть проверена однозначность усилий в элементах решетки средних панелей при невыгоднейшем загружении фермы двойной временной нагрузкой. При знакопеременной работе решетки в средних панелях безметалльных полигональных

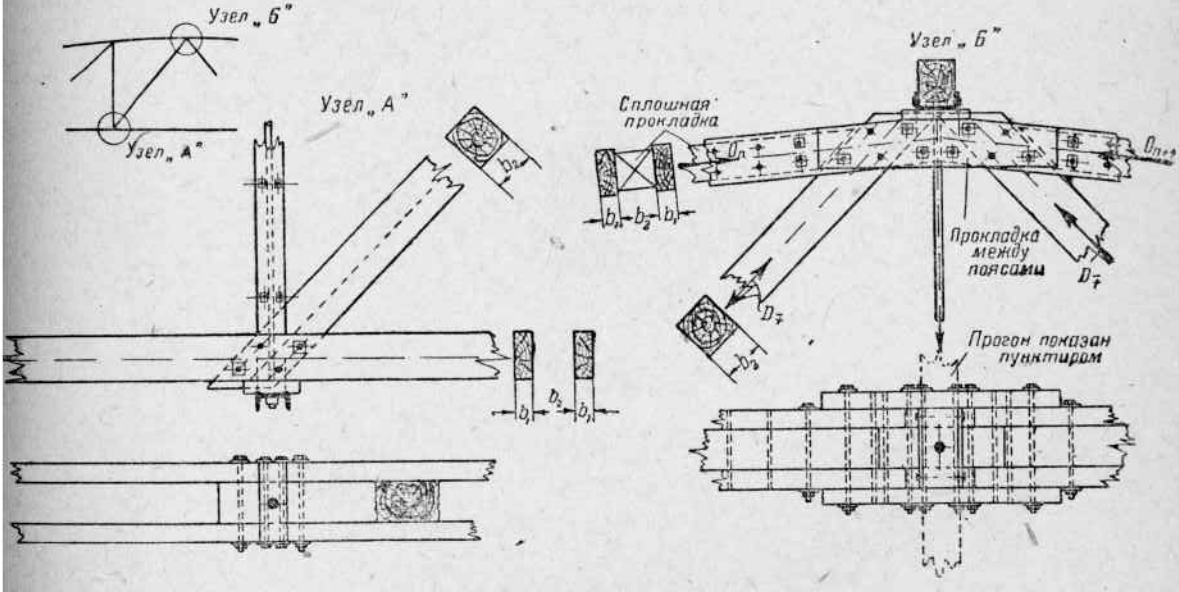


Рис. 185. Детали узлов и элементов решетки при знакопеременной работе их в средних панелях полигональных ферм

ферм с деревянными стойками средние узлы решаются на дубовых нагелях (узлы *4*, *5* и *6* схемы 20, табл. 8); при обычной конструкции решетки безметалльных ферм такое решение осуществляется без всяких затруднений. В фермах с металлическими стойками-тяжами иногда удается обеспечить однозначную работу решетки некоторым изменением ее схемы—заменой двух средних восходящих раскосов нисходящими. В этом случае узлы *4* и *4'* верхнего пояса (схема 23) конструируются аналогично среднему узлу треугольных ферм. При знакопеременной работе только двух средних раскосов и незначительной величине растягивающих усилий в них возможна постановка в соответствующих узлах одного или двух болтов.

Если величины усилий в решетке средних панелей при знакопеременной работе ее таковы, что указанных выше мер окажется все же недостаточно,

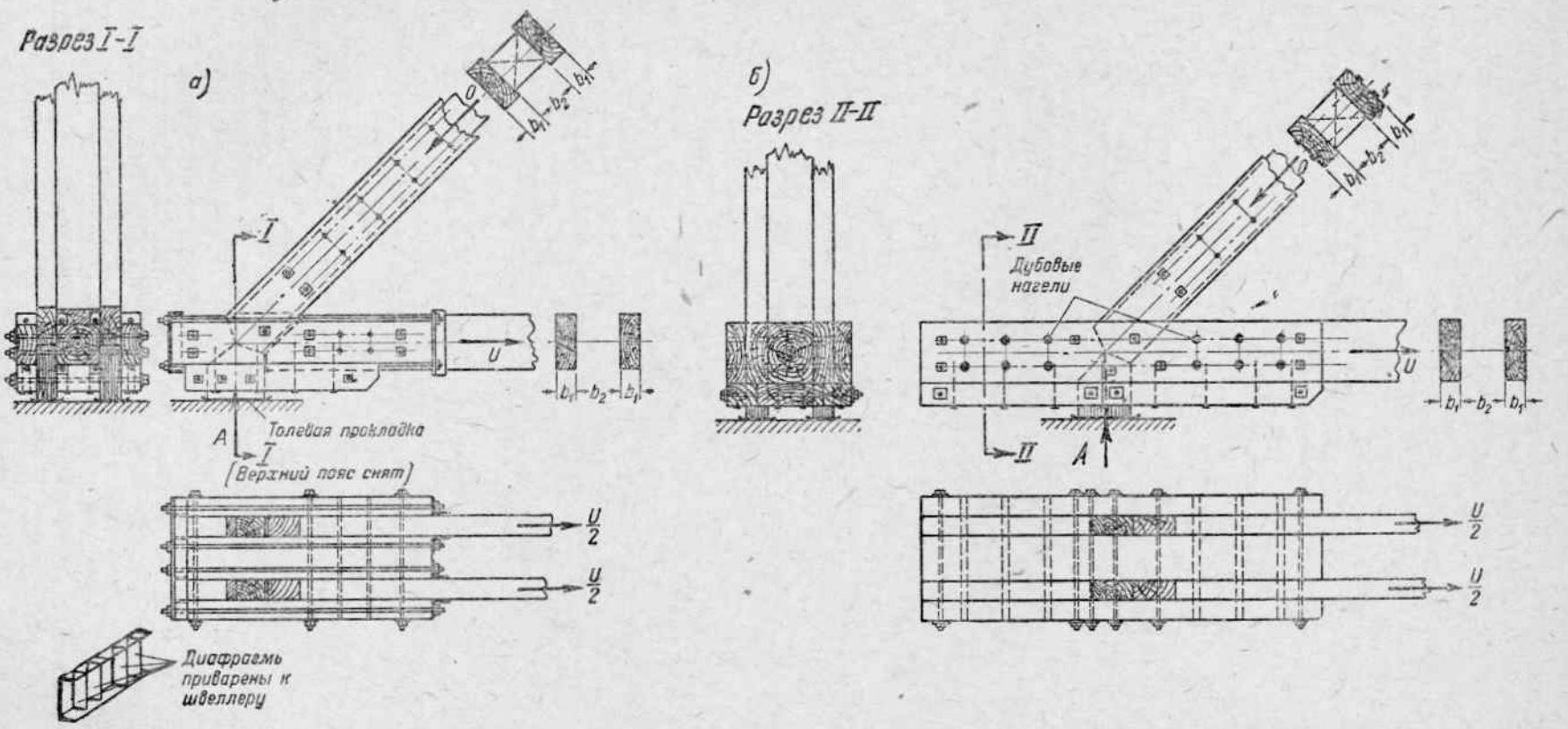


Рис. 186. Нормальные решения опорного узла полигональных ферм

можно рекомендовать крепление раскосов брусчатого сечения в узлах на нагелях из круглого железа, а металлические стойки (могущие оказаться сжатыми) обкладать деревянными, составными из двух брусков элементами (рис. 185). Опорный узел нормально решается трехлобовым упором во вкладыши: в фермах с металлическими стойками согласно рис. 186, *а*; в безметалльных фермах—

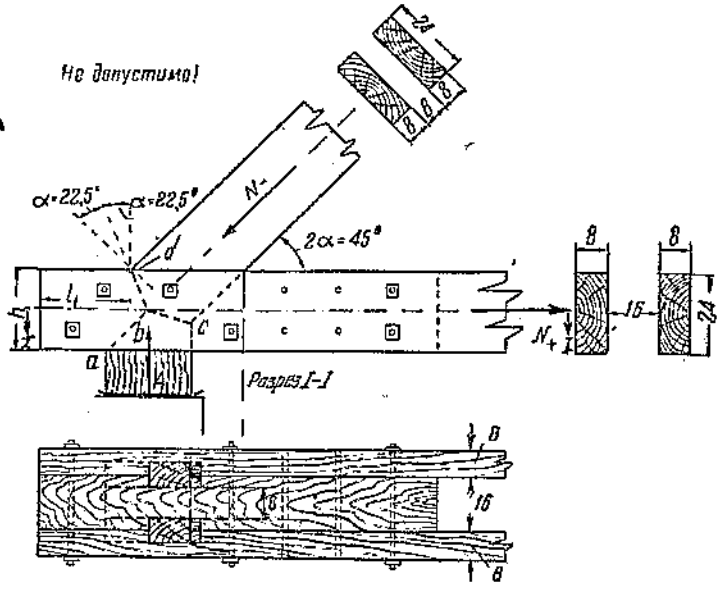


Рис. 187. Недопустимая конструкция опорного узла на трехлобовых врубках

согласно рис. 186, *б*; недостатком последнего решения является длинная хвостовая часть.

Недопустимо решение узла, изображенное на рис. 187, по причинам, изложенным в § 25.

4. Особенности изготовления и монтажа ферм с трехлобовым решением узлов

Балочные фермы с трехлобовым решением узлов при обычных пролетах собираются, как правило, в горизонтальном положении—на бойке.

При сборке ряда одинаковых ферм рекомендуется вместо разметки конструкции на бойке пользоваться сборочным шаблоном фермы, изготовляемым из тонких, сухих, прямослойных досок.

Заготовку элементов ферм следует вести по шаблонам. Если при этом обеспечена возможность точного кондукторного сверления (см. главу IV раздела четвертого, ч. I курса), то одновременно сверлятся и отверстия для болтов в стыках и узлах. Если на точное сверление отверстий рассчитывать нельзя, то его лучше производить при сборке ферм на бойке сразу через весь пакет соединяемых элементов. Окончательная приторцовка площадок смятия в узловых трехлобовых сопряжениях и в сжатых стыках верхнего пояса выполняется тоже при сборке на бойке.

Порядок сборки ферм этого типа (например фермы согласно рис. 181), представляющих собой многослойную в направлении, нормальном к ее плоскости, конструкцию, иллюстрируется рис. 188.

Подкладки-кобылки из брусков (рис. 188, *а*) с врезками разной высоты нашиваются на боек для обеспечения возможности затягивания всех болтов в лежачем положении фермы и размещаются так, чтобы не препятствовать постановке болтов.

На подкладки укладываются и закрепляются монтажными гвоздями стыковые и узловые накладки, а поверх них—первая ветвь поясных досок

(рис. 188, *б*). Далее начинается укладка элементов решетки (с приторцовкой их) и стыковых прокладок (рис. 188, *в*).

Приторцовка трехлобовых сопряжений при т р е х б и с с е к т р и с н о м решении узлов (рис. 179, *а*) производится в следующем порядке: к уложенному раскосу приторцовывается по плоскости *0—1* (рис. 189, *а*) поясной вкладыш

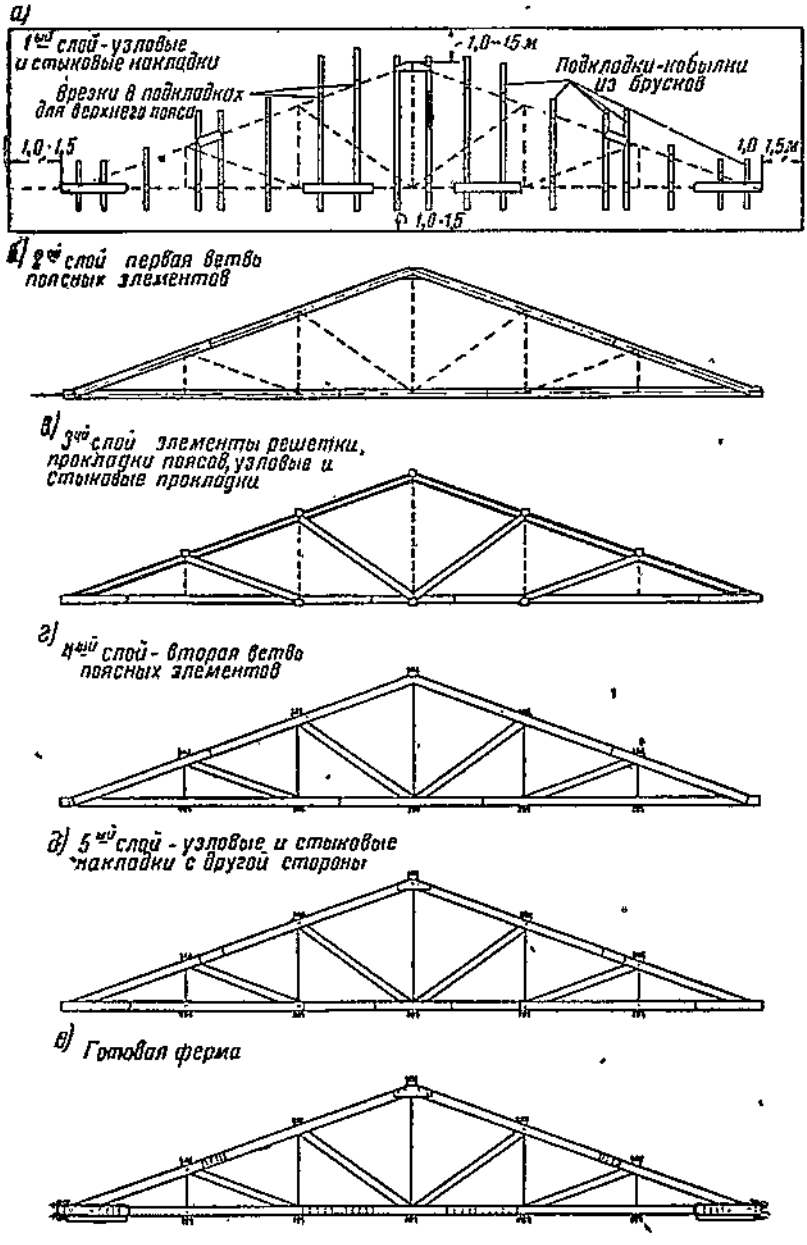


Рис. 188. Отдельные стадии сборки фермы на бойке

(приторцовка может свободно производиться сквозным пропилом); далее тем же порядком приторцовывается к раскосу вкладыш стойки по плоскости *0—2* (рис. 189, *б*); взаимная приторцовка вкладышей по наименее напряженной плоскости *0—3* производится ножовкой (рис. 189, *в*). Значительно удобнее осуществляется приторцовка элементов в узлах с ортогональным упором раскоса во вкладыши (рис. 179, *б*); в этом случае приторцованные друг к другу вкладыши совместно приторцовываются сквозным пропилом к раскосу (рис. 189, *г*). С производственной точки зрения в деревянных конструкциях построеч-

ного изготовления, когда трудно обеспечить камерную сушку древесины и точное шаблонирование элементов, ортогональное решение лучше трехбиссектрисного.

В случае обнаружения при сборке неточностей в пригонке плоскостей смятия, исправления рекомендуется вести за счет узловых вкладышей.

В опорных узлах со швеллером заготовку опорных вкладышей накладок и прокладок следует делать с небольшим запасом по длине с тем, чтобы после приторцовки опорных вкладышей к верхнему поясу иметь возможность опилить и приторцевать их концы к опорному швеллеру.

По окончании пригонки всех узловых сопряжений устанавливаются металлические стойки, укладывается второй слой поясных досок (рис. 188,*г*) и, наконец, наружные накладки (рис. 188, *д*); по мере укладки все элементы скрепляются монтажными гвоздями в зонах, не подлежащих сверлению. Затем

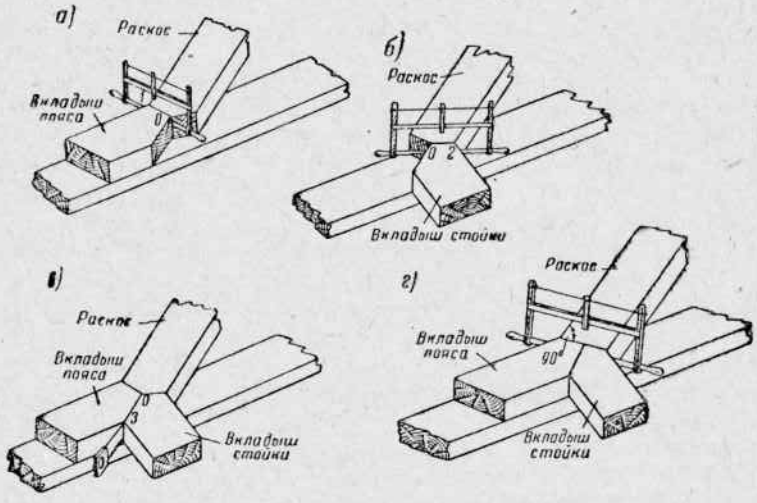


Рис. 189. Приторцовка трехлобового узлового сопряжения

производится сверление через весь пакет фермы отверстий для узловых и стыковых болтов и нагелей, после чего устанавливаются нагели и болты, плотно затягиваются гайки болтов и тяжей и прибалчивается опорный швеллер (рис. 188, *е*). Этим заканчивается сборка фермы.

Перекантовка фермы в вертикальное положение производится после того, как будут затянуты все стяжные болты.

При монтаже ферм этого типа следует руководствоваться указаниями, данными выше в отношении ферм на лобовых врубках с металлическими стойками (§ 30).

Фермы пролетом более 24 *м* следует поднимать двумя подъемными приспособлениями.

5. Характерные дефекты, деформации и коэфициент запаса ферм с трехлобовым решением узлов

В фермах этого типа при недоброкачественном материале и т. п. возможны дефекты нижнего пояса и прогибы, аналогичные прогибам ферм на лобовых врубках с тяжами; дефекты устраняются местным усилением нижнего пояса, а прогибы—подтягиванием тяжей.

Надежное, работающее только на смятие (без скалывания) трехлобовое решение узла определяет собой и высокую надежность конструкции в целом.

Выполненные в натуре конструкции этого типа работают удовлетворительно. Коэфициент запаса $k_з$ ферм с металлическими стойками при выполнении нижнего растянутого пояса из отборного лесоматериала, как правило, должен определяться пределом текучести металлических тяжей и в случае испытания быть не менее двух.

ГЛАВА IV

ДОЩАТЫЕ БАЛОЧНЫЕ ФЕРМЫ

§ 32. ФЕРМЫ НА КОЛЬЦЕВЫХ ШПОНКАХ (СХЕМЫ 25—32 ТАБЛ. 8)

А. Общие данные и принципы проектирования

Характерной особенностью ферм на кольцевых шпонках является многослойное решение[1] с применением дощатых сечений элементов, вызываемое необходимостью создания в конструкции достаточного числа вертикальных швов для размещения в местах сопряжения элементов расчетного количества кольцевых шпонок. Другой особенностью этих ферм является возможность знакопеременной работы стержней решетки, прикрепляемых в узлах на кольцевых шпонках; это позволяет применять в ряде схем треугольную решетку с переменным направлением раскосов и не вызывает затруднений, возникающих, например, при решении узлов средних панелей полигональных ферм на врубках.

Длина панели ферм на кольцевых шпонках назначается в пределах от 1,70 до 3,50 *м*. В основу проектирования ферм как на гладких, так и на зубчато-кольцевых шпонках могут быть положены общие принципы конструирования стыков и узлов, изложенные в главе III раздела четвертого ч. I курса и в значительной мере определяющие собой выбор типов сечений элементов и общую конструктивную компоновку ферм.

Сечения верхнего и нижнего поясов ферм на кольцевых шпонках обычно назначаются одинаковыми, с четным[2] в них числом ветвей (досок). Типы рекомендуемых сечений поясов даны на рис. 190, *а*, *б* и 200, *б*.

Сечения согласно рис. 190, *а* и 190, *б* применяются в балочных фермах относительно небольших пролетов (до 16—18 *м*) в соответствии с принятым решением основных узлов фермы; сечение по типу рис. 200, *б* (см. ниже) применяется в фермах больших пролетов. Решение узла в этом случае в принципе аналогично решению по рис. 190, *б*, но более сложно из-за бо́льшего числа сопрягаемых элементов.

Сечение поясов с числом ветвей бо́лее четырех в фермах на гладких кольцевых шпонках применять не следует в связи с повышенной опасностью неравномерного распределения усилий в отдельных ветвях при значительном количестве их и жесткости сопряжений; в фермах на податливых зубчато-кольцевых шпонках применение таких сечений может быть допущено, но лишь в виде исключения. Стыки растянутого пояса обычно решаются на кольцевых шпонках; в отдельных случаях, например, при сборке ферм из отдельных блоков, возможна, по монтажным соображениям, конструкция растянутого стыка на нагелях.

Сжатые стыки всегда решаются с передачей усилия непосредственно лобовым упором хорошо приторцованных элементов пояса, располагаются возможно ближе к узлам и конструируются на болтах, согласно указаниям § 25.

В фермах с сечением верхнего пояса по типу рис. 190, *а* и 200, *б* рекомендуется ставить по четыре болта с каждой стороны стыка.

Прокладки сжатых составных элементов делают преимущественно сплошными высотой, равной или меньшей высоты основных ветвей, а при широко расставленных ветвях—по типу прокладки раскоса согласно рис. 190, *б*.

Применение коротких прокладок возможно, когда это оказывается целесообразным, например, в средних панелях треугольных ферм, в которых при одинаковом, как правило, сечении верхнего пояса усилия в средних панелях существенно ниже, чем в панелях, ближайших к опорам.

---

[1] В направлении, нормальном к плоскости фермы.

[2] При нечетном числе ветвей нельзя обеспечить равномерное распределение на все ветви пояса составляющей усилий в решетке, если все элементы последней присоединять в узле на шпонках (см., например, рис. 222, *а*, ч. I курса). Удовлетворительное решение может быть достигнуто только при упоре элементов сжатой стойки торцом в пояс и прикреплении на кольцах только досок растянутого раскоса.

В качестве связей в прокладках сжатых элементов применяются болты или гвозди. Зубчато-кольцевые шпонки усложняют производство работ по сборке; применение в прокладках гладких кольцевых шпонок недопустимо в связи с возможностью появления сдвигов в швах составного стержня (особенно в многослойных стержнях с большим количеством ветвей), благодаря присущей этому виду сопряжения первоначальной неплотности.

Сечения элементов решетки в фермах на кольцевых шпонках обычно определяются количеством и размером шпонок, необходимых для прикрепления элемента в узле.

При подборе сечений элементов решетки следует применять для них в одной и той же ферме не более двух-трех различных размеров досок.

Основным решением узла в фермах на кольцевых шпонках следует считать конструкцию с непосредственным прикреплением на кольцевых шпонках и строгим центрированием всех сходящихся в узле стержней основной решетки. Примеры таких узлов изображены на рис. 190, *а*, *б*, *в*.

При конструировании узлов, помимо центрирования всех элементов, большое значение для надежной работы узла имеет сведение к минимуму и обезвреживание так называемых «поперечных» эксцентриситетов, получающихся в плоскостях, нормальных к основной плоскости фермы при передаче усилия в узле от одного элемента другому.

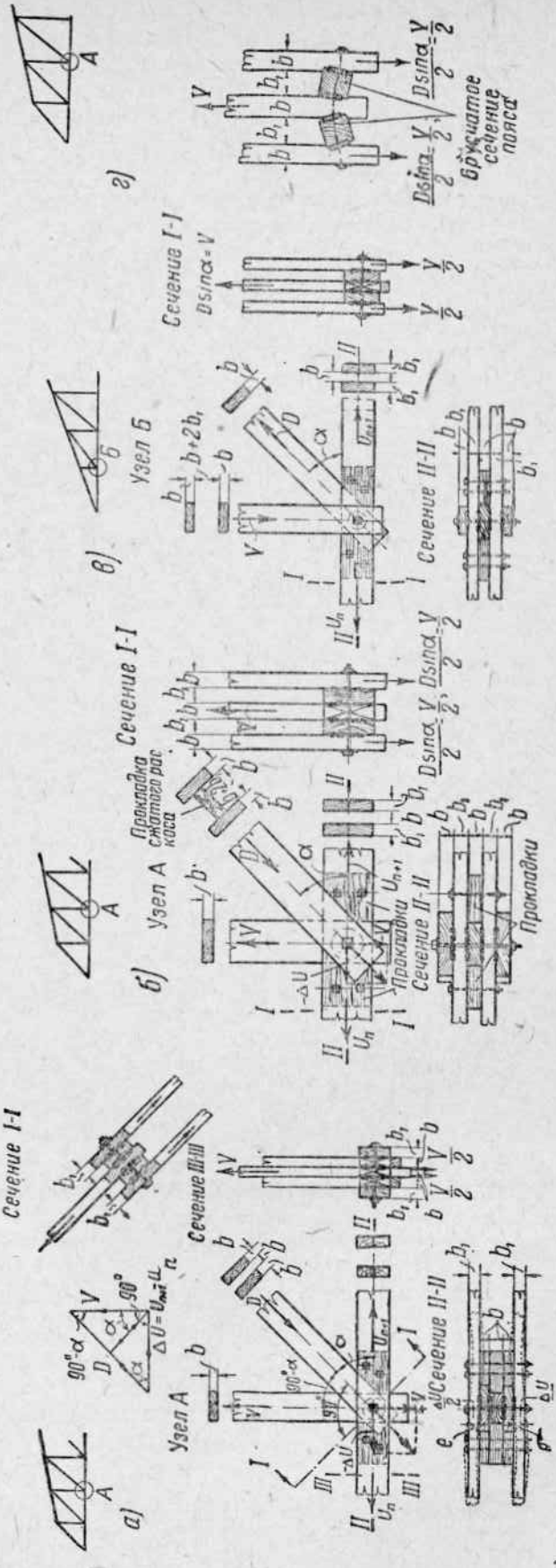


Рис. 190. Типы узлов на кольцевых шпонках с различным влиянием «поперечных эксцентриситетов»

Эксцентричное приложение усилий к элементам пояса в узле (рис. 191) создает опрокидывающий момент (рис. 191, *б*):

$$M_{опр} = T_{кш}\left(c - \frac{b_{кш}}{2}\right) + Q_{кш}\frac{2}{3}d_{кш}, \qquad (1-32)$$

который стремится вращать поясные элементы, вызывая кручение их.

Здесь $T_{кш}$ — усилие, воспринимаемое кольцевой шпонкой стойки;

$Q_{кш}$ — распор кольцевой шпонки;

$b_{кш}$ и $d_{кш}$ — ширина и соответственно диаметр кольцевой шпонки;

c — толщина элемента пояса.

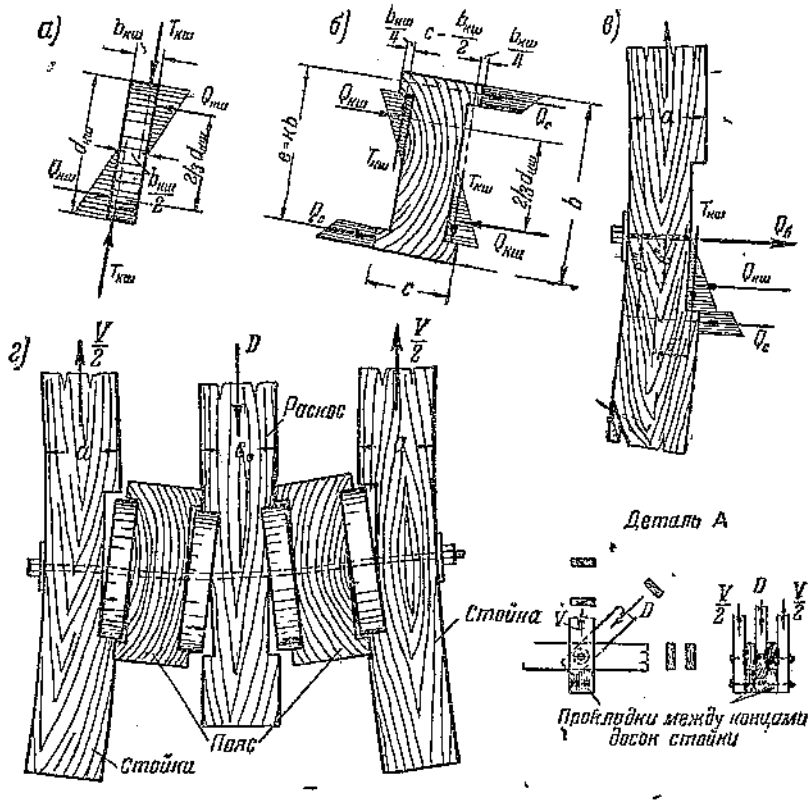


Рис. 191. Влияние «поперечных эксцентриситетов» на работу элементов в узле на кольцевых шпонках

Реактивный, удерживающий момент создается силами смятия, возникающими по боковым поверхностям поясных элементов:

$$M_{уд} = Q_c e = Q_c k b, \qquad (2-32)$$

где b — ширина поясного элемента;

k — коэфициент, характеризующий отношение плеча e равнодействующей сил смятия к ширине поясного элемента; коэфициент этот будет переменным[1] в зависимости от степени загружения узла, плотности первоначальной стяжки его и т. п.

Для равновесия поясного элемента необходимо соблюдение условия:

$$M_{опр} = M_{уд}. \qquad (3-32)$$

[1] Всегда меньше единицы и в некоторых случаях близок к единице.

Подставляя сюда значения $M_{опр}$ и $M_{уд}$ и принимая во внимание, что согласно рис. 191, *а*

$$Q_{шп} = T_{шп} \cdot \frac{\frac{b_{шп}}{2}}{\frac{2}{3} d_{шп}},$$

получим:

$$Q_c k b = T_{шп}\left(c - \frac{b_{шп}}{2}\right) + T_{шп} \frac{b_{шп}}{2} \frac{\frac{2}{3} d_{шп}}{\frac{2}{3} d_{шп}} = T_{шп} \cdot c \qquad (4-32)$$

или

$$Q_c = \frac{T_{шп}}{k} \cdot \frac{c}{b}. \qquad (5-32)$$

Из выражения (5—32) видно, что чем больше отношение $\frac{c}{b}$, т. е. чем толще поясные элементы, тем большая сила Q_c требуется для обеспечения равновесия поясных элементов и, следовательно, тем значительнее влияние «поперечного эксцентриситета».

При предельном наивыгоднейшем значении $k = 1$ и дощатых сечениях поясных элементов ($\frac{c}{b} < \frac{1}{3}$) величина Q_c существенно превышает значения распора самой шпонки $Q_{шп}$, вычисленные для случая работы шпонки поперек волокон.

Сила Q_c в узловых сопряжениях суммируется с распором $Q_{шп}$ самой шпонки и повышает нагрузку на стяжной болт.

При толстых поясных элементах суммарное усилие в стяжном болте $Q_б = Q^{90°}_{шп} + Q_c$ может превзойти допускаемое усилие на растяжение болта (диаметр которого устанавливается Н и ТУ, в зависимости от диаметра шпонок). Поэтому при отношениях $\frac{c}{b} > 0{,}5$ рекомендуется производить проверку стяжного болта на суммарную силу $Q_б$, принимая в среднем $k \approx 0{,}80$.

Сила Q_c одновременно увеличивает в опасном ослабленном сечении наружных растянутых элементов изгибающий их концы момент $M_a = T_{шп} e' + Q_{шп} e'' + Q_c e'''$ (рис. 191, *в*). Поэтому в случае решения узла с наружными растянутыми элементами, несмотря на относительно меньшие напряжения в них, по сравнению с внутренними элементами решетки, толщину a наружных элементов следует принимать не менее толщины c_0 внутренних (рис. 191, *г*). Вместе с тем для погашения изгибающего момента в концах растянутых наружных элементов решетки можно рекомендовать постановку между концами их прокладок на болтах (деталь A на рис. 191).

С точки зрения работы наружных элементов лучше, чтобы они были сжатыми (рис. 190, *б*, *в*). Это может быть достигнуто соответствующим выбором сечений элементов ферм: в треугольных фермах (с однозначными усилиями в решетке)—во всех узлах; в фермах полигональных и с параллельными поясами—в узлах крайних панелей с наиболее нагруженными элементами. В последнем случае в узлах средних панелей со знакопеременными усилиями в решетке, указанное выше условие не может быть выполнено, что при незначительной величине усилий и напряжений в решетке не имеет существенного значения.

Наличие сил трения между внутренней поверхностью колец и сердечниками вызывает появление в последних отдирающих усилий (рис. 191, *г*), ведущих к откалыванию сердечников.

Это с большой наглядностью показывает, насколько опасно и недопустимо образование щелей в сопряжениях на гладких кольцевых шпонках, в которых сильно сказывается влияние поперечных эксцентриситетов. В связи с этим еще раз следует подчеркнуть необходимость применения в конструкциях на гладких кольцевых шпонках сухого леса и обязательность регулярного, плотного подтягивания болтов в процессе эксплоатации, главным образом в первый период, когда особенно резко сказывается влияние усушки.

В узлах на зубчатых кольцевых шпонках влияние поперечных эксцентриситетов будет сказываться аналогичным образом, за исключением явлений отдирания сердечника.

Поэтому при конструировании узла необходимо стремиться к сведению до минимума величины и влияния поперечных эксцентриситетов.

С этой точки зрения наилучшим является решение узла, изображенное на рис. 190, *а* с дощатыми сечениями элементов. Здесь вертикальная составляющая усилия в раскосе $D \sin \alpha = V$ передается стойке непосредственно, а не через пояс, как в узле согласно рис. 191. Благодаря этому нет кручения элементов пояса и, следовательно, увеличение толщины последних (в чем чаще всего может встретиться необходимость) не отразится вредно на работе узла. С другой стороны, в отношении ветвей раскоса, подвергающихся кручению, в данном случае крутящий эффект будет меньше: в соответствии с разрезом *1—1* силы, нормальные к оси раскоса и вызывающие кручение, будут равны $\frac{V \cos \alpha}{2} < \frac{V}{2}$, т. е. меньше сил, вызывающих кручение пояса в узлах по рис. 191 и 190, *б*.

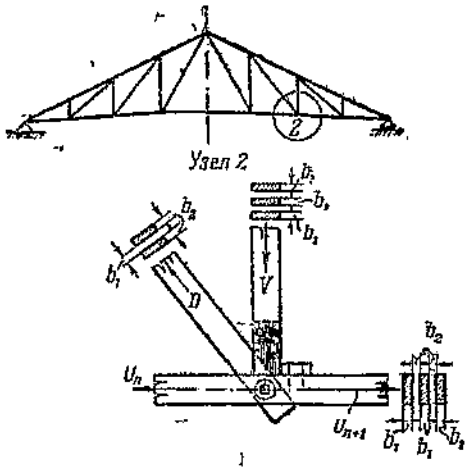


Рис. 192. Решение узла с упором стойки основного сжатого элемента решетки — торцом в пояс

Ветви нижнего пояса в узле по рис. 190, *а* могут несколько деформироваться (как показано пунктиром) под влиянием изгибающего момента от эксцентричного приложения к ним усилий $\frac{\Delta U}{2}$. Для полной ликвидации этого изгиба можно рекомендовать постановку в узле с обеих сторон прокладок, как показано на рис. 190, *а*. Применение для ветвей раскоса брусчатых сечений, встречающихся, главным образом, в фермах мостового типа, ухудшит условия работы узла, решенного по рис. 190, *а*.

С точки зрения поперечных эксцентриситетов хуже будут работать узлы по рис. 190, *б* и *в* (отличающиеся от разобранного узла по рис. 191 тем, что ветви сжатого элемента здесь охватывают пояс снаружи, как рекомендовано выше).

В этих узлах также следует между поясными элементами ставить прокладки; здесь они помимо роли, выполняемой ими в узле рис. 190, *а*, улучшают сопротивление пояса кручению.

Но даже при сжатых наружных элементах решетки узел по такой схеме с поясом из брусьев рекомендован быть не может, так как в нем будет сильно сказываться влияние поперечных эксцентриситетов (рис. 190, *г*).

Описанное выше основное решение узла не всегда оказывается осуществимым, в связи с невозможностью размещения в узле потребного количества кольцевых шпонок для непосредственного прикрепления на шпонках всех элементов решетки. Это в большей степени относится к фермам на гладких кольцевых шпонках, чем на зубчатых.

В этих случаях (за исключением оговоренных ниже), наравне с основным решением, в фермах с однозначной работой элементов решетки допустимо применение узлов с упором сжатого элемента решетки (обычно стойки) торцом в пояс согласно рис. 192 [1].

Нельзя не отметить существенных достоинств этого решения узла применительно к конструкциям на кольцевых шпонках, а именно: 1) в нем отсутствуют поперечные эксцентриситеты; 2) при том же числе поясных досок уве-

[1] Такой тип решения узла широко применяется в практике ленинградских строительных организаций.

личивается количество рабочих шпонок для прикрепления растянутого элемента решетки и 3) оно является единственным случаем, допускающим трехветвевое сечение пояса (при условии однотипного решения узлов по этому принципу), особенно пригодное для тех пролетов, для которых сечение поясов из двух досок становится недостаточным, а из четырех оказывается слишком громоздким.

При этом конструкция должна иметь высоту не меньше нормальной (см. табл. 8), а лучше даже несколько бо́льшую, и обязательно строительный подъем не менее $\frac{1}{200}l$.

Применение узлов этого типа недопустимо в фермах, выполняемых из недостаточно сухого лесоматериала, не защищенных от атмосферных воздействий или работающих в условиях повышенной влажности.

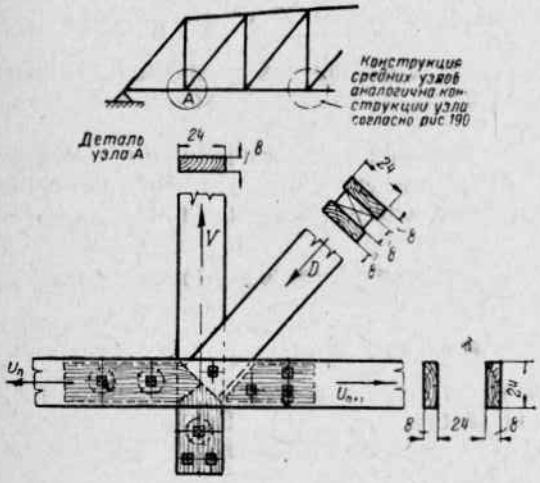


Рис. 193. Трехлобовое решение узла с вкладышами-прокладками, характерное для крайних панелей ферм с параллельными поясами и полигональных

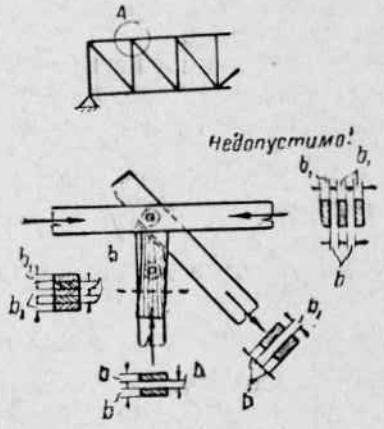


Рис. 194. Недопустимая конструкция узла с передачей усилия от основной сжатой стойки на пояс при помощи упертых в него и плохо закрепленных от вращения накладок и прокладок

Не следует применять конструкции узлов, в которых основное сжимающее усилие или часть его передается на пояс через накладки или прокладки, а если последние недостаточно закреплены против вращения (рис. 194), то такое решение недопустимо.

Наряду с ограниченным применением конструкции узла по рис. 192, в которой простым упором торца прикрепляется сжатый элемент, являющийся основным стержнем решетки, во всех случаях возможно прикрепление в узле таким способом второстепенных, сжатых, работающих на местную нагрузку элементов, деформации которых не отражаются на прогибе всей фермы. Примером такого узла является изображенный ниже на рис. 199 узел *5* фермы с основной треугольной решеткой.

В фермах полигональных и с параллельными поясами при тяжелой нагрузке и больших пролетах, наравне с описанным выше решением узлов в средних панелях, можно рекомендовать для крайних панелей решение узлов с трехлобовым упором и вкладышами-прокладками на шпонках и нагелях[1] по рис. 193.

В таком смешанном решении узла с двумя типами сопряжений передача усилий происходит последовательно: сначала через лобовой упор, обладающий во всех его частях примерно одинаковой податливостью, а затем через шпонки. В противоположность этому не следует применять узлов смешанной

[1] В фермах на гладких кольцевых шпонках вкладыши предпочтительнее ставить на нагелях как более плотных и податливых связях.

конструкции, в которых параллельно со шпонками работают врубки или другой вид сопряжения в связи с опасностью различных деформаций отдельных частей сопряжения и перегрузки наиболее жестких из них.

При подборе размеров кольцевых шпонок в узлах и стыках следует стремиться из производственных соображений к применению в одной конструкции не более трех различных размеров колец; безусловно недопустимо применять в одной и той же конструкции кольца одинакового диаметра, но разной ширины.

Решающее влияние кольцевых сопряжений в узлах на состав и размеры сечений элементов фермы определяют последовательность проектирования конструкций на кольцевых шпонках. После определения расчетных усилий в стержнях фермы находят количество и размер шпонок, необходимых для прикрепления в узлах элементов решетки с наибольшими усилиями. Тем самым предварительно определяется количество досок в сечении этих элементов и их размеры, а также ориентировочно конструкция остальных стержней решетки.

Это дает возможность наметить тип сечения поясов и, задавшись размерами их, проверить сжатый верхний пояс на продольный изгиб[1], а нижний—на растяжение в месте стыка.

Помимо изложенных выше общих принципов конструирования отдельные разновидности ферм на кольцевых шпонках имеют свои конструктивные особенности в зависимости от их очертания, схемы решетки и пр.

Б. Особенности и детали конструкции различных типов ферм на кольцевых шпонках

1. Фермы треугольного очертания

Простейшим типом треугольных ферм являются фермы (так называемые «тавровые балки»), представленные на схемах 26 и 27 табл. 8, состоящие из двух наклонных ног (верхнего пояса) и затяжки (нижнего пояса), которая в большинстве случаев поддерживается посредине подвеской. Проще всего эти фермы решаются на гвоздях; в таком виде они и получили известное распространение в практике нашего строительства. Это однако не исключает возможности выполнения их в отдельных случаях в построечных условиях—на зубчато-кольцевых шпонках, а при заводском изготовлении в большом количестве—на гладких кольцевых шпонках.

На рис. 195 даны примеры конструкции «тавровых балок»[2]—ферм на зубчато-кольцевых шпонках и на гвоздях. Тип 1—с цельным (без стыка) нижним поясом—для покрытий пролетом $l=5—7$ *м* без подвесного потолка. Необходимая при устройстве подвесного потолка (или иной нагрузке) по нижнему поясу подвеска может быть либо деревянной парной, аналогично конструкции типа 2, либо металлической из полосового железа (то же парной, но в другой плоскости), как показано на детали *А* рис. 195. Доски верхнего пояса скрепляются между собой прокладками.

Тип 2—для покрытий пролетом $l=7—10$ *м*. Нижний пояс (затяжка) имеет стык по середине фермы и поддерживается в месте стыка деревянной парной подвеской, прикрепляемой к поясам болтами. Подвеска может быть сделана также парной металлической согласно детали *Б* рис. 195. Ферма может быть как открытой, так и с подвесным потолком. Нижнему поясу ферм с подвесками следует придавать конструктивный строительный подъем.

Последний придается уже скрепленным во всех частях фермам путем выгибания нижнего пояса.

Величина конструктивного строительного подъема назначается на основании тех же предпосылок, что и в балках составного сечения.

---

[1] А при наличии местной нагрузки—на сжатие с изгибом в плоскости фермы.

[2] ИННОРС был издан в 1931 г. проект стандарта тавровых балок, см. [45]. Пользование этим стандартом в настоящее время возможно при условии проверочного расчета по новым Н и ТУ подобранных по проекту стандарта сечений.

Строительный подъем может быть осуществлен либо путем подклинивания нижнего пояса фермы, зажатой между упорами (рис. 196,*а*), либо путем стягивания изготовленной фермы хомутом с домкратом[1] (рис. 196, *б*).

Для бо́льших пролетов применяются треугольные фермы с раскосной или треугольной решеткой (схемы 28 и 29, табл. 8).

Величина панели ферм назначается в пределах от 1,7 до 3,0 *м* в зависимости от длины досок пояса и удобства размещения в нем стыков; в фермах

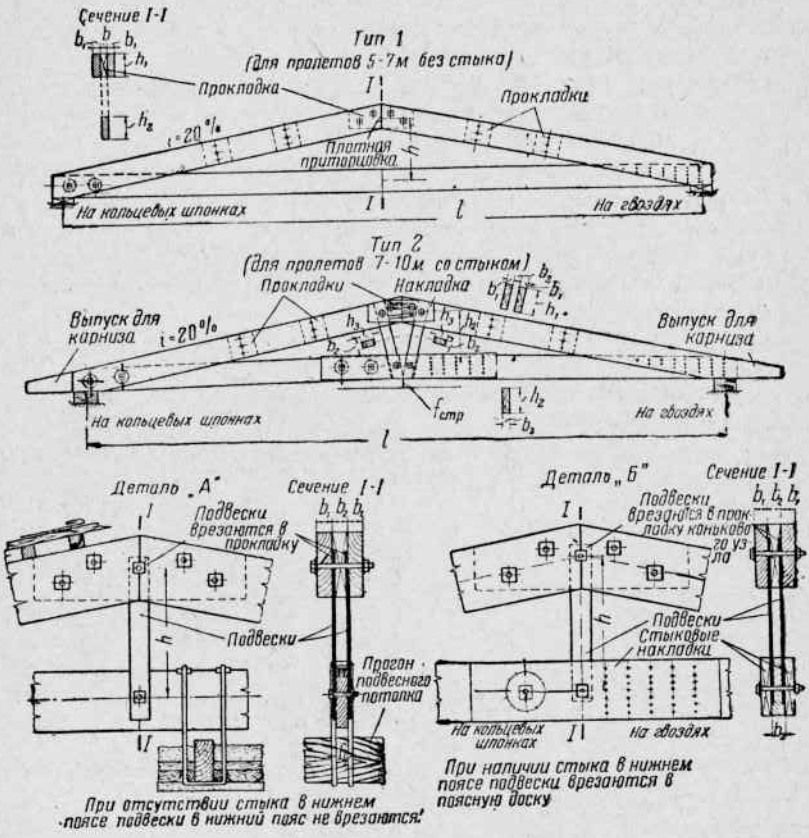


Рис. 195. Конструкция простейших треугольных ферм—«тавровых балок» на кольцевых шпонках и на гвоздях

с подвесным потолком на выбор длины панели влияет также конструкция потолка.

Учитывая сказанное в § 24, не следует назначать слишком малую длину панели в фермах с восходящими раскосами (схема 28) и в восьмипанельных фермах с треугольной решеткой.

Типовые промежуточные узлы нижнего и верхнего поясов ферм с раскосной решеткой (например узлы *3*, *4*, *5* фермы по схеме 28) конструируются по одному из вариантов нормального решения узла: первый вариант—согласно рис. 190, *а*, второй вариант—согласно рис. 190, *в*; возможна также конструкция узла по рис. 192; первый вариант предпочтительнее. Сечение восходящих раскосов, несмотря на то, что они в треугольной ферме растянуты, рекомендуется все же делать в этом случае из двух досок как наилучшее решение в смысле поперечных эксцентриситетов. Увеличение жесткости сжатых стоек

[1] Фермам со стыком нижнего пояса строительный подъем придается тем же способом после окончательной сборки стыка.

из одной доски достигается нашивкой на них с двух сторон боковых накладок на гвоздях.

Во втором варианте узла с точки зрения влияния поперечных эксцентриситетов сечение раскосов из одной (пропускаемой между ветвями поясов) доски предпочтительнее; это лучше и с конструктивной стороны.

Прогоны кровли (при узловой передаче нагрузки) в треугольных фермах на кольцевых шпонках с раскосной решеткой и следовательно со сжатыми стойками принципиально желательно было бы опирать непосредственно на стойки фермы. При решении узла по второму варианту (рис. 197, *а*) это облегчает работу колец *б*, служащих для прикрепления стойки к поясу; кольца *а* (раскоса) в обоих случаях опирания работают одинаково. При решении узла по первому варианту (рис. 197, *б*) опирание прогона на стойку тоже облегчает работу колец *б*, прикрепляющих стойку к раскосу, и одновременно уменьшает угол ($\alpha < \gamma$), под которым работают наружные кольца *а* между раскосом и поясом. Соотношение расчетных сил для колец *а* в том и в другом случае может быть различным $R \gtrless \Delta O$; часто $R \approx \Delta O$ (см. например многоугольник сил на рис. 197, *б*). Однако с конструктивной точки зрения опирание прогона на концы относительно тонких дощатых ветвей стоек нельзя признать удачным, а при одиночных тонких дощатых стойках оно совсем неприемлемо. Поэтому

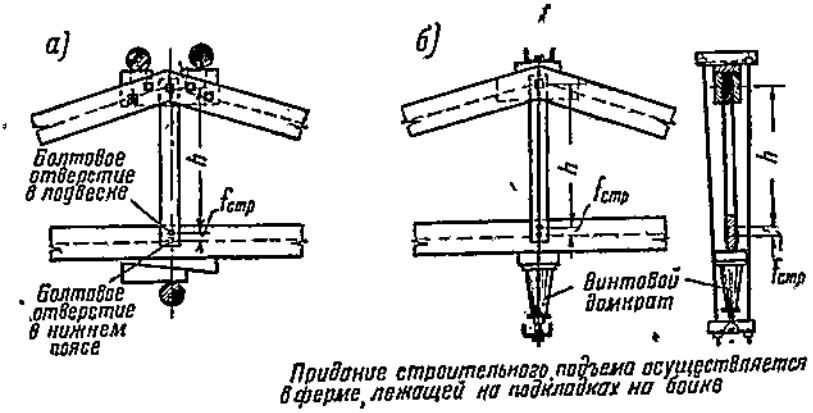


Рис. 196. Способы придания простейшей треугольной ферме конструктивного строительного подъема

в узлах с одиночными стойками рекомендуется всегда опирать прогоны на пояс через специальные прокладки, прикрепляемые к верхнему поясу на гвоздях или винтах (рис. 197, *б*).

В узлах со стойками из нескольких досок при опирании прогона на стойку концы досок последней следует связывать болтами с прокладками, имеющими горизонтальное направление волокон[1], как это изображено на рис. 197, *а*; такой способ опирания является целесообразным, когда кровля приподнята над фермой. Наряду с этим возможно опирание прогона и на пояс аналогично рис. 197, *б*. Прогоны всегда должны быть прикреплены к ферме, что особенно важно для легких холодных покрытий, могущих быть сорванными ветром.

При решении теплой кровли с часто расставленными прогонами возможно устройство под такую кровлю специального прогона, идущего над верхним поясом параллельно ему (рис. 197, *в*).

В тех случаях, когда треугольные фермы больших пролетов, в связи с наличием подвесного потолка, осуществляются с раскосной решеткой, пояса делаются из четырех досок, раскосы—из двух, а стойки—из трех досок; типовой промежуточный узел нижнего пояса такой фермы изображен на рис. 198.

[1] Это исключает возможность передачи нагрузки на пояс в дальнейшем при эксплоатации фермы, так как усушка прокладок будет больше усушки концов стоек.

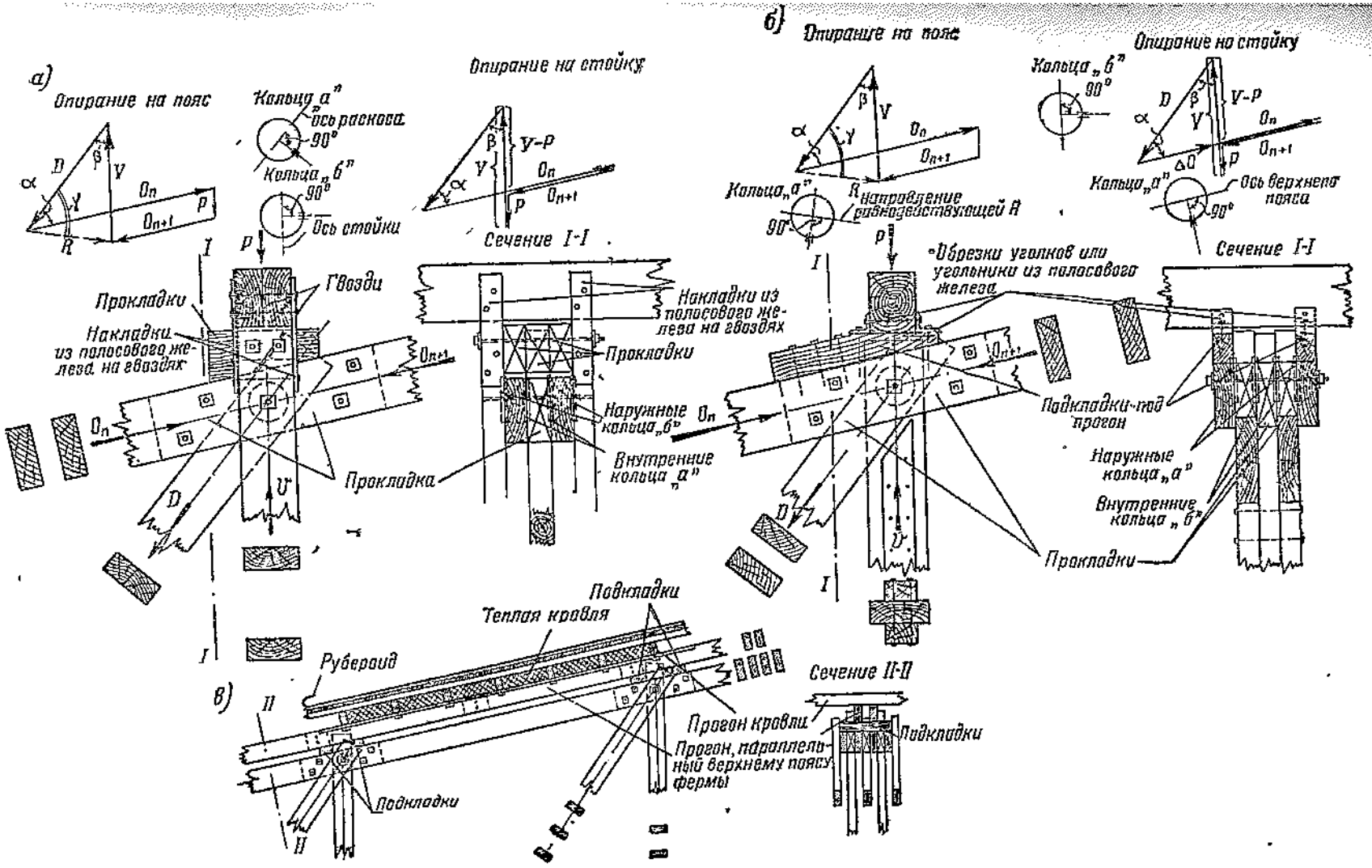


Рис. 197. Детали опирания прогонов кровли в узлах треугольных ферм на кольцевых шпонках

Здесь же дан возможный способ подвески потолка к узлам треугольных ферм на кольцевых шпонках с раскосной решеткой. Подвеска прогонов потолка к сжатой стойке привела бы к увеличению нагрузки на кольца ($V+P$ вместо V) и поэтому она нежелательна.

Треугольная решетка является наиболее рациональной системой решетки треугольных ферм больших пролетов без подвесного потолка. При нормальной длине панели верхнего сжатого пояса эта система позволяет вдвое увеличить длину панели нижнего растянутого пояса (схема 29, табл. 8). Примером такой конструкции может служить ферма на зубчато-кольцевых шпонках, изображенная на рис. 199.

Опирание прогонов на ферму в узлах при этой системе решетки делается при помощи подкладок аналогично рис. 197, *б* (узлы верхнего пояса на рис. 199).

Коньковый узел имеет обычное для балочных деревянных стропильных ферм решение с эксцентричным прикреплением раскосов и подрезкой сверху

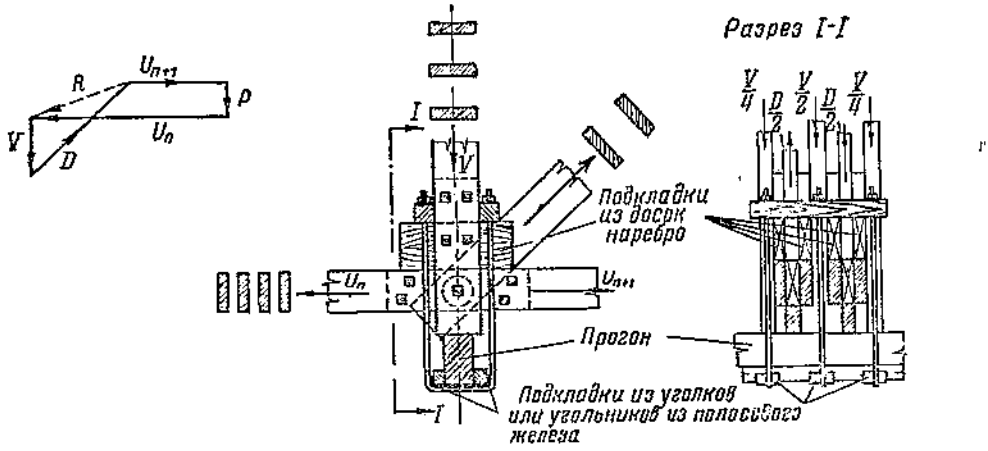


Рис. 198. Типовой промежуточный узел нижнего пояса треугольной фермы с деталями крепления подвесного потолка

элементов верхнего пояса в целях уменьшения влияния эксцентриситета на работу последнего.

Жесткость узла обеспечивается обычно постановкой в узле накладок и прокладок с надлежащим количеством болтов. Учитывая, что жесткость конькового узла из плоскости фермы имеет существенное значение при ее монтаже, не следует применять коньковых узлов с одной внутренней прокладкой. В узлах, где раскосы охватывают двухветвевой пояс снаружи, надо ставить толстые наружные накладки, делая в них врезку для раскосов.

Нормальными решениями опорного узла треугольных ферм на кольцевых шпонках являются:

1) при ограниченной длине хвостовой части узла—решение его на металлических хомутах (допускающих подтяжку), с лобовым ортогональным упором верхнего пояса во вкладыши, а последних—в опорный швеллер; решение аналогично изображенным выше на рис. 157;

2) если допускает конструкция карниза—решение узла с длинной хвостовой частью, с лобовым ортогональным упором верхнего пояса во вкладыши на кольцевых шпонках (см. например рис. 199).

2. Фермы с параллельными поясами и полигональные

При выборе длины и числа панелей можно руководствоваться указаниями для треугольных ферм.

Решение типовых промежуточных узлов аналогично узлам треугольных ферм. В частности, например, при поясах из двух ветвей узлы *8, 9, 10, 11* фермы

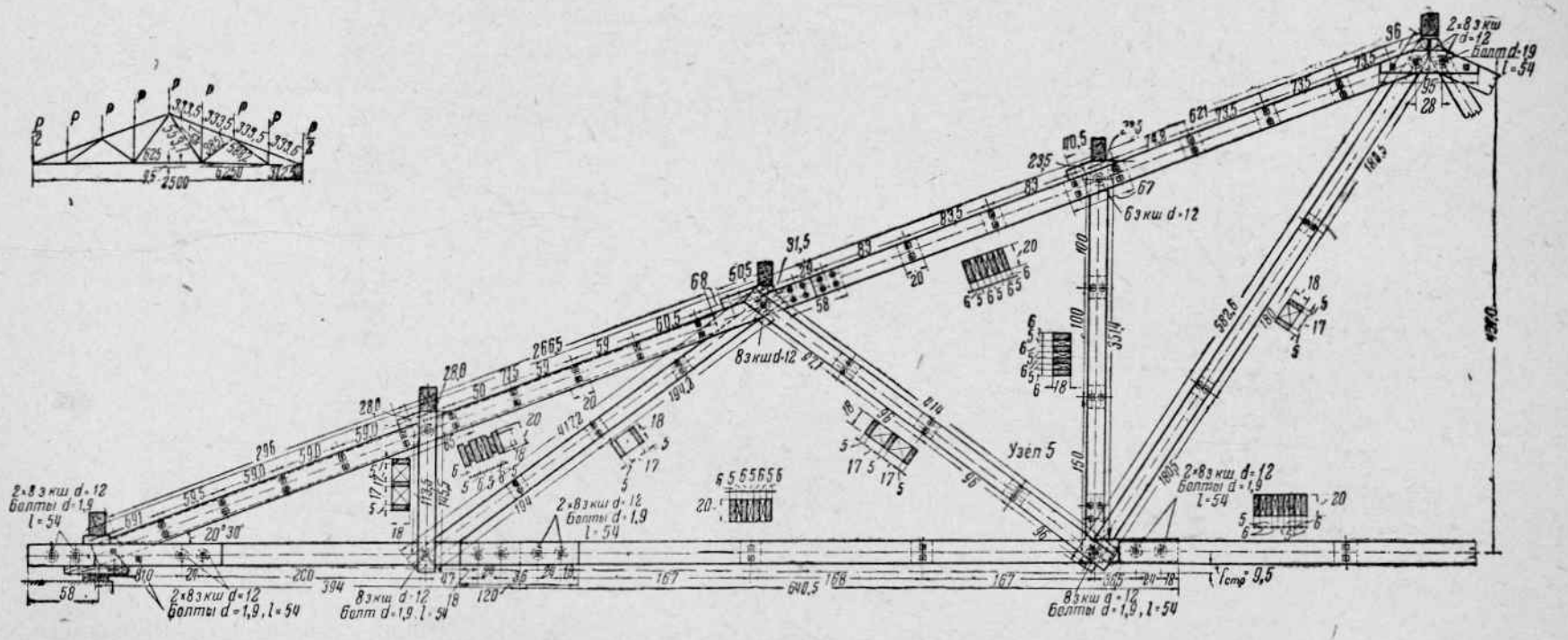


Рис. 199. Треугольная ферма $l=25$ *м* на зубчато-кольцевых шпонках с треугольной решеткой

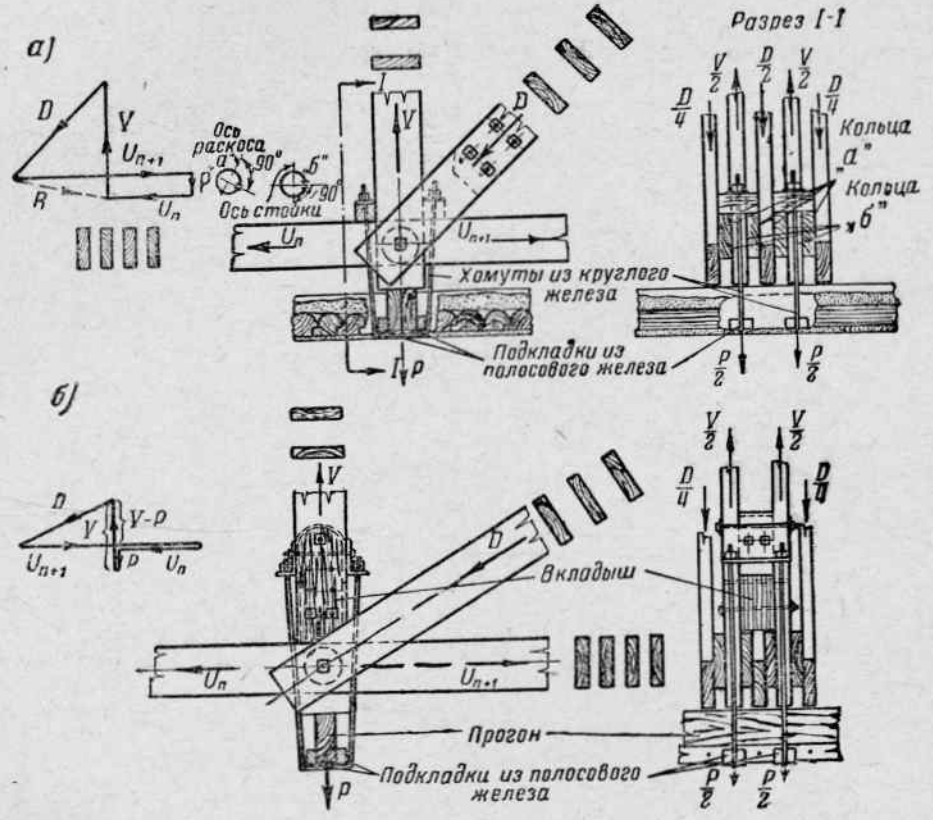


Рис. 200. Решение типового промежуточного узла полигональной фермы с восходящими раскосами и нижним поясом из четырех досок

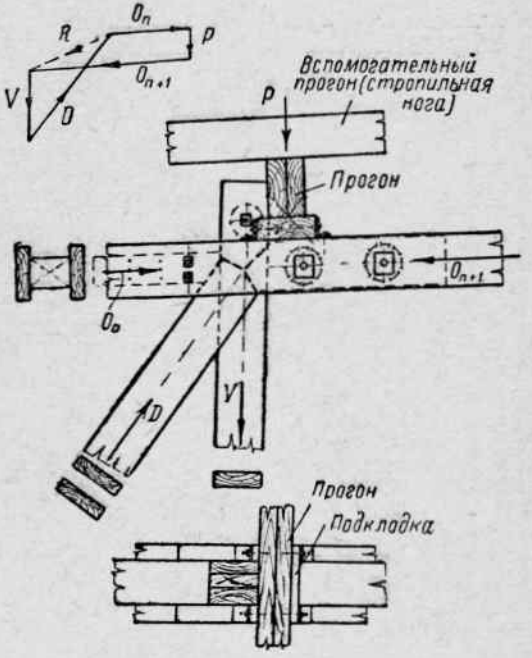


Рис. 201. Способ опирания прогона кровли в узле верхнего пояса полигональной фермы на кольцевых шпонках

по схеме 30 табл. 8 могут быть решены по тем же принципам, что и узлы *3*, *4*, *5* треугольной фермы с раскосной решеткой по схеме 28, т. е. по рис. 190, *в*; узлы *3*, *4*, *5* по схеме 31 той же таблицы—по рис. 190, *а* или *б*.

При поясах из четырех досок те же промежуточные узлы схемы 30 решаются по рис. 198; узлы *3*, *4*, *5* схемы 31—по рис. 200.

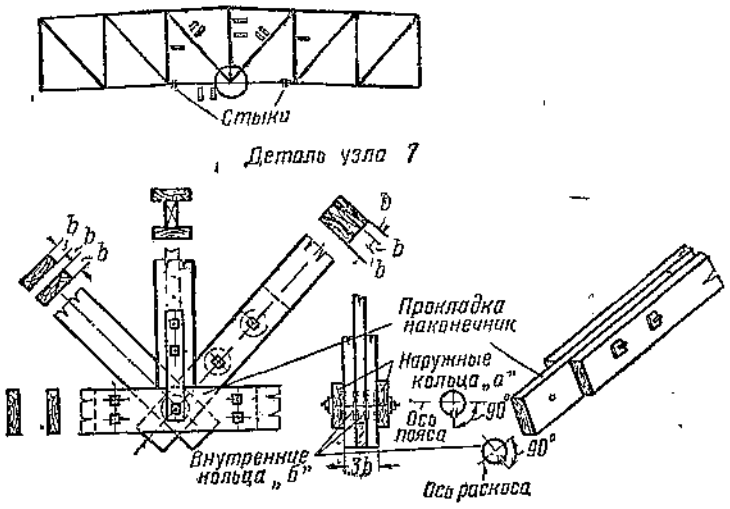


Рис. 202. Решение среднего узла нижнего пояса фермы с параллельными поясами и нисходящими раскосами

Прогоны подвесного потолка можно крепить к поясу (рис. 200, *а*) и к стойке (рис. 200, *б*); первый способ—конструктивно проще; при втором—разгружаются кольца, служащие для прикрепления стойки. Нагрузку от прогонов кровли, как правило, следует передавать на пояса, осуществляя это согласно рис. 201.

В фермах по схеме 31, в крайних панелях которых раскосы сжаты, а стойки растянуты, это обусловливается тем, что опирание прогона на стойку увеличивает нагрузку на кольца, служащие для ее прикрепления. В фермах по схеме 30, при которых стойки в крайних панелях всегда сжаты, возможна знакопеременная их работа в средних панелях, в связи с чем рекомендуется такое же опирание. Кроме того, опирание прогонов на концы тонких дощатых стоек, как уже выше указывалось, конструктивно неудобно[1].

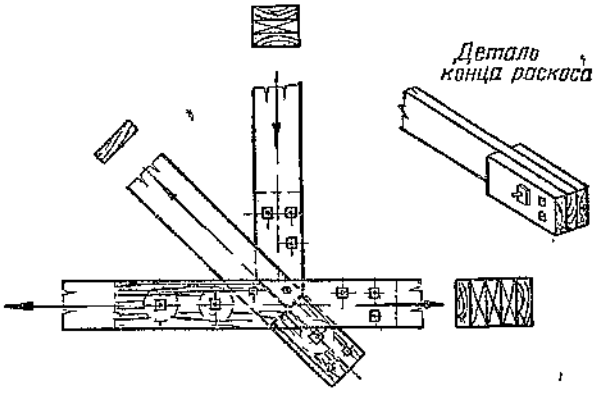


Рис. 203. Трехлобовый упор во вкладыши на кольцевых шпонках в решении промежуточного узла фермы с нисходящими раскосами

Узлы *5*, *6* и *8* фермы по схеме 32, так же как и способ опирания прогонов в узлах верхнего пояса, подобны узлам с той же нумерацией схемы 29 и рис. 199.

Наряду с этим фермы с параллельными поясами и полигональные имеют отличающиеся от типовых и присущие только им характерные узлы. К таким узлам относится средний узел 7 нижнего пояса фермы по схеме 30. Рекомендуемое решение такого узла, изображенное на рис. 202, заключается в том, что доски основного сечения одного из раскосов при подходе к узлу 7 обры-

[1] См. стр. 278.

ваются и конец раскоса снабжается прокладкой (в виде наконечника), при помощи которой раскос прикрепляется в узле. Средняя, работающая на местную нагрузку стойка решается путем упора ее торцом в доски нижнего пояса.

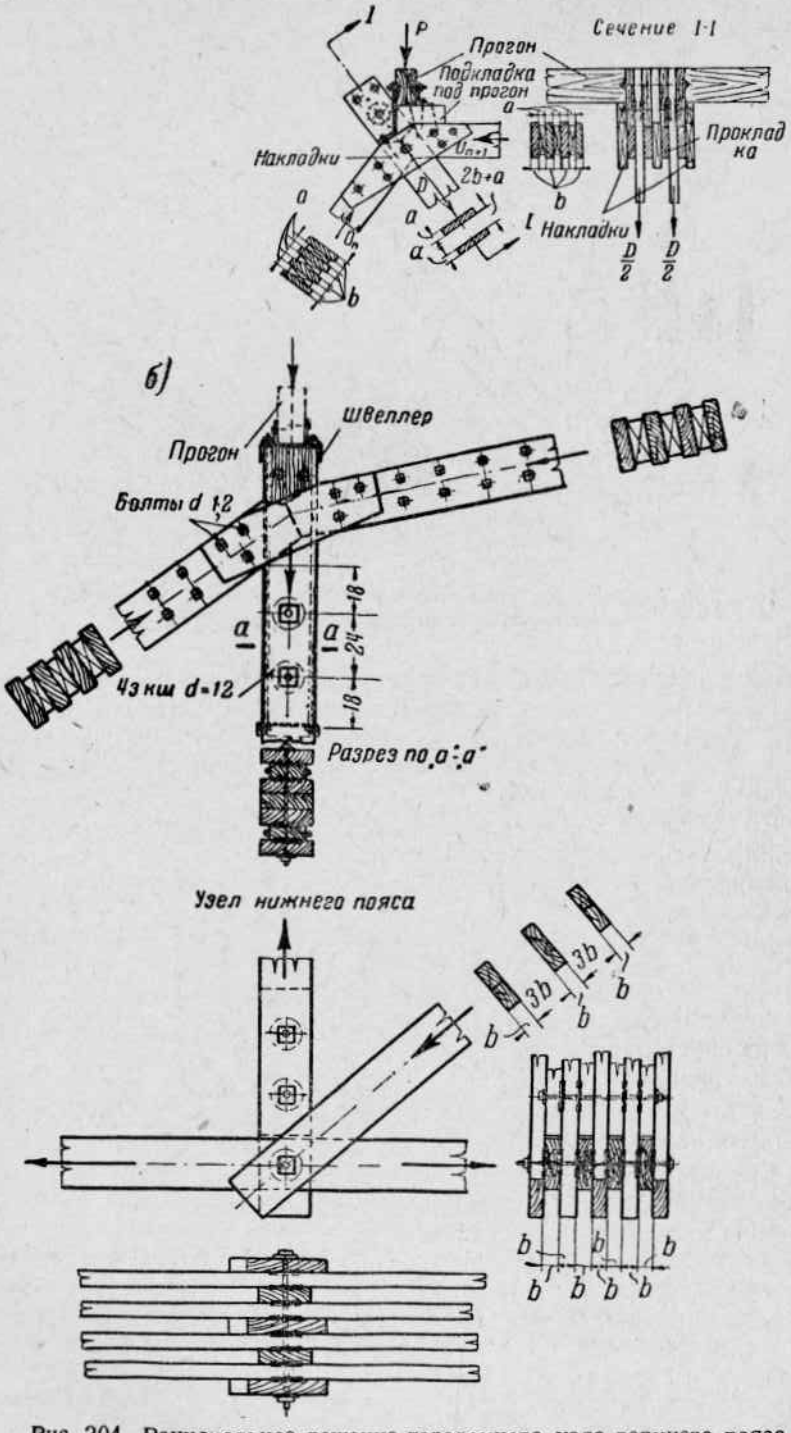


Рис. 204. Рациональное решение переломного узла верхнего пояса полигональных ферм на кольцевых шпонках

Узел *3* фермы по схеме 30, нормально решаемый как симметричный ему узел *11*, согласно рис. 190 при затруднении в прикреплении всех элементов на кольцах может быть выполнен согласно рис. 192. Не исключена также

возможность решения узла *3* с трехлобовым упором во вкладыши на кольцевых шпонках (рис. 203). Точно так же в соответствии с рис. 193 может быть решен и узел *3* схемы 31, если невозможно центральное решение его непосредственно на кольцевых шпонках.

Характерным узлом полигональных ферм является переломный узел верхнего пояса (узел *2* на схемах 31 и 32, табл. 8).

Рекомендуемое решение такого узла при помощи трехплоскостного упора применительно к ферме с сечением верхнего пояса из четырех досок и с треугольной решеткой (по схеме 32) дано на рис. 204, *а*. Недостатком такого решения является длинная хвостовая часть раскоса, осложняющая конструирование кровли и заставляющая поднимать ее выше, чем обычно, над фермой. Ввиду этого такая конструкция была бы совсем неприемлема для узла 2 по схеме 31. Решение такого узла дано на рис. 204, *б*; по этому же типу может быть выполнен и узел ферм с треугольной решеткой. Недостатком решения по рис. 204, *б* является значительный расход металла.

Опорные узлы полигональных ферм могут быть сконструированы двояко.

Первое решение узла с непосредственной передачей усилия кольцевыми шпонками является основным, рекомендуемым к применению во всех возможных случаях.

Другой вариант опорного узла с трехлобовым упором верхнего пояса во вкладыши на кольцевых шпонках изображен на рис. 205.

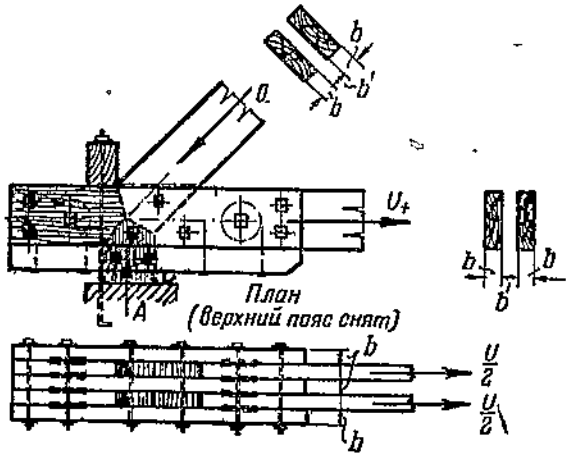


Рис. 205. Рекомендуемое решение опорного узла полигональных ферм на кольцевых шпонках

Коньковый узел полигональных ферм решается с эксцентриситетом анало гично треугольным фермам.

Примером полигональных ферм может служить ферма на зубчато-кольцевых шпонках, изображенная на рис. 206.

В. Особенности сборки и монтажа ферм

1. Сборка ферм на гладких кольцевых шпонках

Фермы на гладких кольцевых шпонках допускаются к применению (согласно § 46 Н и ТУ) только при условии заводского, высококачественного их изготовления. Способы заготовки элементов ферм на гладких кольцевых шпонках и применяемые при этом приспособления подробно освещены в гл. III раздела четвертого ч. I курса. Правильность шаблонов, предназначенных для заводской заготовки элементов, необходимо проверять путем пробной сборки первой (модельной) фермы на бойке. Все изготовленные на заводе, загрунтованные и замаркированные (а если надо, то и пропитанные) элементы ферм с комплектом шпонок и болтов доставляются на место постройки для сборки. Хранение доставленных на постройку элементов ферм должно быть организовано таким образом, чтобы они не подвергались увлажнению и чтобы в них не могло появиться нежелательных деформаций при неправильной их укладке; избежать последнего можно применением достаточного количества подкладок. Сборка балочных ферм производится в горизонтальном положении на бойке, снабженном дощатым шаблоном фермы[1]. Элементы фермы

[1] Это однако не исключает возможности в отдельных случаях (например при стесненных подфермённых габаритах, не допускающих подъема фермы и т. п.) применять вертикальную сборку ферм на сплошных стационарных или подвижных подмостях, а также надвижку спаренных ферм. Последнее удобно только в том случае, когда имеются продольные стены или непрерывная верхняя балка—обвязка по наружным колоннам.

укладываются в последовательном порядке с прокладкой между ними в соответствующих местах шпонок; положение элементов фиксируется центро-

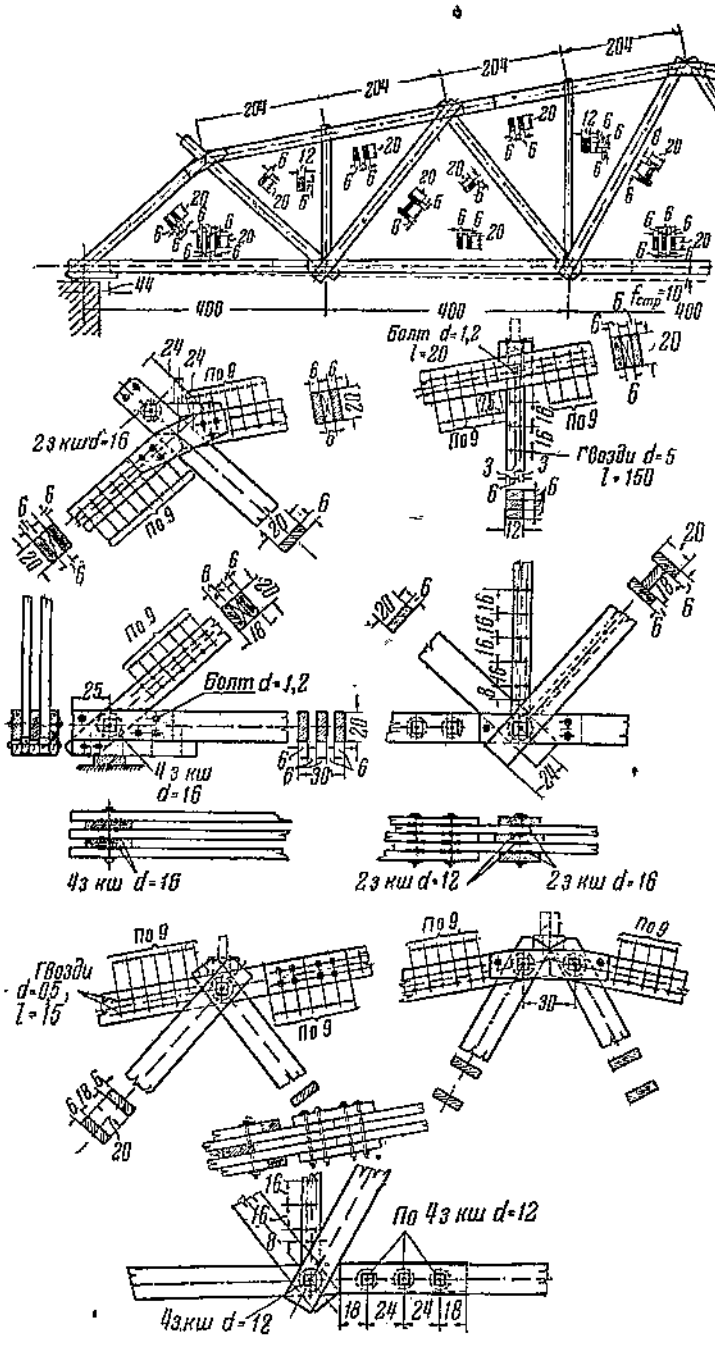


Рис. 206. Полигональная ферма пролетом 20 *м* с треугольной решеткой на зубчато-кольцевых шпонках

выми болтами (в узлах), на которые нанизываются своими отверстиями элементы. Перед окончательной плотной стяжкой болтов проверяется наличие всех шпонок в сопряжениях;

2. Сборка ферм на зубчато-кольцевых шпонках

В противоположность фермам на гладких кольцевых шпонках изготовление ферм на зубчато-кольцевых шпонках производится на постройке.

Приемы сборки сопряжений на зубчато-кольцевых шпонках освещены в гл. III раздела четвертого ч. I курса.

Порядок сборки определяется в зависимости от двух возможных способов сверления в элементах отверстий для стяжных болтов.

По первому способу сверление отверстий производится в каждой доске при помощи специальных (кондукторных) шаблонов. Для сборки ферм устраивается боек, на который укладывается шаблон фермы, изготовленный со строительным подъемом, предусмотренным в проекте фермы. На шаблон, в точно размеченных местах, устанавливаются специальные подкладки с опирающимися на них, при помощи нижних шайб, стяжными болтами домкратов (рис. 207). Между стяжными болтами удобно размещаются невысокие (высотой 50—70 *см*) переносные козлы-стеллажи, предназначенные для поддержания собираемой фермы. Сборка производится путем последовательного нанизывания элементов фермы, с прокладыванием между ними зубчато-кольцевых шпонок, на стяжные болты домкратов; укладку шпонок рекомендуется делать по шаблону, который может быть изготовлен из листа фанеры; при укладке элементы слегка осаживаются ударом молотка. После того как вся ферма будет набрана таким образом, на верхние концы стяжных болтов надеваются домкраты и производится запрессовка сопряжений. По окончании запрессовки и замены стяжных болтов рабочими болтами производится забивка гвоздей, а также постановка болтов, служащих для скрепления составных элементов между узлами.

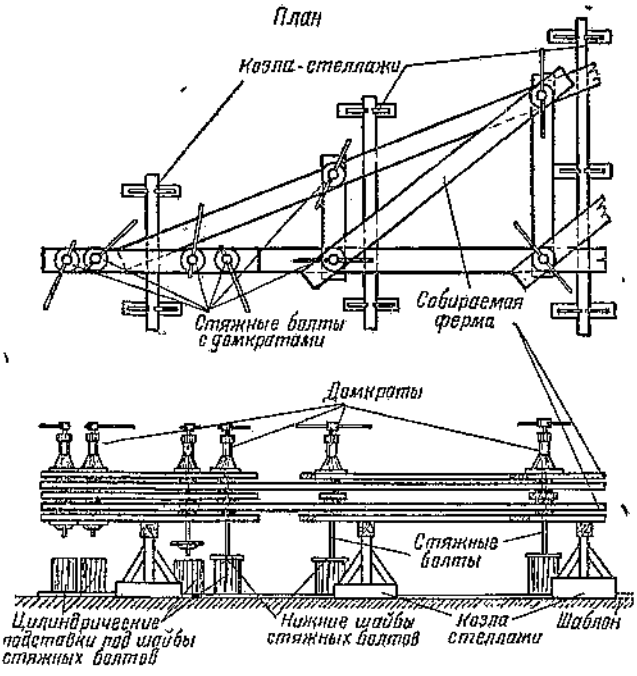


Рис. 207. Схематический чертеж фермы, собираемой на бойке, с расположением приспособлений для сборки

При отсутствии кондукторов возможен другой (более кустарный) способ сверления отверстий—электродрелью сразу через весь пакет фермы, предварительно собранной на шаблоне из заготовленных по проектным размерам досок и скрепленной монтажными гвоздями. При этом способе сверления необходимо тщательно следить за тем, чтобы не было значительного увода сверла (отклонения его от вертикального положения).

После того как отверстия будут просверлены, ферма разбирается, на шаблон устанавливают стяжные болты на подставках, между ними размещают стеллажи и производят окончательную сборку фермы в порядке, описанном выше.

Запрессовка всех сопряжений фермы должна вестись одновременно во избежание перекосов. В связи с этим сборочную площадку необходимо снабжать достаточным количеством домкратов, равным числу одновременно запрессовываемых стопок шпонок.

3. Монтаж ферм на кольцевых шпонках

Монтаж ферм на зубчатых и гладких кольцевых шпонках ничем не отличается один от другого.

В связи с тем что все элементы ферм на кольцевых шпонках с обычным решением узлов, будучи жесткими, могут воспринимать знакопеременные усилия, при монтаже этих ферм не возникает тех трудностей, которые имеют, например, место при подъеме металло-деревянных конструкций. При монтаже фермы с узлами по рис. 192, 193, 203 должны быть приняты меры, аналогичные применяемым при подъеме ферм на врубках (см. выше гл. III). При выборе точек и способа захвата ферм стропами можно руководствоваться указаниями гл. III. При этом необходимо учитывать и предотвращать деформации из плоскости системы (рис. 163), возможные во время подъема ферм с поясами малой жесткости (например, с сечениями согласно рис. 190, *б* и *в*). При значительном пролете такие фермы следует крепить жесткими монтажными элементами.

Все недостаточно жесткие стыки верхнего пояса ферм должны быть усилены временными жесткими накладками.

Г. Характерные дефекты ферм на кольцевых шпонках и способы исправления дефектных конструкций

Характерные дефекты сопряжений на гладких кольцевых шпонках рассмотрены в § 52 ч. I курса. Наиболее опасными являются дефекты растянутых стыков нижнего пояса и растянутых элементов решетки.

Усиление дефектных стыков и элементов следует производить при помощи натяжных металлических хомутов, позволяющих вести ремонт без разгрузки фермы от постоянной нагрузки.

Внецентренное приложение усилий от хомутов к поясам вызывает в них изгибающие моменты. Поэтому пояса должны быть проверены (в соответствии с указаниями § 25) на совместное действие основных усилий и указанных дополнительных моментов.

Ряд дефектов, представляющих опасность в фермах на гладких кольцевых шпонках, теряет свою остроту в конструкциях на зубчато-кольцевых шпонках; так, например, наличие трещин в концах растянутых элементов[1], благодаря дробному приложению усилия и отсутствию расклинивающего действия зубчатых шпонок, не вызывает опасений за надежность ферм на этих шпонках.

К дефектам ферм на зубчатых шпонках надо отнести опасность появления в них с течением времени, в случае перегрузки шпонок, трудно исправимого дефекта—значительных пластических деформаций. Однако дефект этот не таит в себе опасности внезапного разрушения; последнее может наступить только после значительных, заметных на-глаз прогибов, сигнализирующих о неблагополучном состоянии конструкции[2].

Д. Коэфициенты запаса и деформации ферм на кольцевых шпонках, данные испытаний и эксплоатации

В фермах на гладких кольцевых шпонках больше, чем среди других применявшихся в нашем строительстве типов деревянных конструкций, зафиксировано случаев недостаточного запаса прочности. Эти случаи имели место как при испытаниях ферм, так и в эксплоатировавшихся конструкциях, где они нередко приводили к авариям, и в нескольких, правда немногочисленных, случаях,—к обрушению ферм.

Подавляющее большинство этих аварий, а также разрушение ферм при испытаниях было вызвано разрывом или скалыванием в растянутых элементах в местах сопряжений на гладких кольцевых шпонках (особенно в одностопочных растянутых стыках нижнего пояса).

---

[1] Трещины эти могут образоваться как вследствие усушки элементов, так и в результате раскалывания их при запрессовке шпонок.

[2] Подробнее о способах усиления и реставрации ферм на кольцевых шпонках см. [54].

Были случаи, когда испытывавшиеся фермы разрушались при расчетной нагрузке, а в эксплоатировавшихся конструкциях разрушения отдельных частей происходили при нагрузке ниже расчетной. Основные причины этих недопустимых в конструкциях явлений—низкое качество лесоматериалов и производства работ, катастрофически снижавшие и без того минимальный запас прочности, которым обладали растянутые сопряжения на гладких кольцевых шпонках, рассчитанные по старым нормам.

Имели место также и ошибки проектного порядка и случаи небрежной эксплоатации, одно из типичных явлений которой—перегрузка покрытий снегом—нередко приводило к авариям конструкций, не имевших нормального запаса прочности.

Если из имеющихся материалов по испытаниям исключить результаты, относящиеся к явно дефектным фермам, то коэфициент запаса ферм на гладких кольцевых шпонках по отношению к расчетной нагрузке составлял 2,25—2,5. Нормальным коэфициентом запаса для этого типа конструкций при заводском их изготовлении следует считать 2,30—2,40, ни в коем случае не допуская в эксплоатацию конструкций с коэфициентом запаса менее двух.

Средние значения деформаций ферм нормальной высоты на кольцевых шпонках приведены в табл. 16.

Таблица 16

	Относительный прогиб $\frac{f}{l}$	
	при расчетной нагрузке	при разрушающей нагрузке
При испытании ферм (с замером деформаций после затухания их при выдерживании под нагрузкой в течение нескольких суток):		
а) на гладких шпонках	$\frac{1}{500}-\frac{1}{600}$	$\frac{1}{200}$
б) на зубчатых шпонках	$\frac{1}{910}$	$\frac{1}{130}$
В фермах на гладких шпонках, пробывших в эксплоатации от двух до трех с половиной лет и находившихся в удовлетворительном состоянии	$\frac{1}{335}-\frac{1}{330}$	—

Увеличение прогиба находившихся в эксплоатации ферм на гладких шпонках объясняется приращением деформаций при долговременном воздействии нагрузки. С другой стороны, этот прогиб меньше аналогичных прогибов ферм на податливых связях (см. например ниже сегментные фермы); это хорошо подтверждается наблюдавшимся при испытаниях явлением повышения жесткости[1] ферм на гладких шпонках при повторных загружениях их, в противоположность сегментным фермам, где наблюдалось обратное явление[2].

Вполне закономерен меньший прогиб опытных ферм на зубчатых шпонках при расчетной нагрузке (см. табл. 16) благодаря плотности сопряжений. Бо́льшие деформации ферм при разрушении имели место вследствие пластичности зубчатых шпонок.

Коэфициент запаса $k_3 \approx 2{,}5$, полученный при испытании опытной фермы на зубчатых шпонках, следует считать нормальным для этого типа ферм.

---

[1] Характеризуемой условным модулем упругости.
[2] См. [44].

§ 33. ФЕРМЫ НА ГВОЗДЯХ И НАГЕЛЯХ

А. Общая характеристика ферм на гвоздях и нагелях

В связи с относительно небольшой величиной усилий, допускаемых на обычные проволочные гвозди, ограниченной длиной их и сравнительно редкой расстановкой, осуществление на гвоздях узловых сопряжений ферм большого пролета с очертанием и схемой решетки, вызывающими значительные усилия в последней, невозможно; площадь, необходимая для постановки потребного количества гвоздей в узлах, оказывается явно недостаточной. Ограниченная длина гвоздей не позволяет существенно увеличить мощность узла путем увеличения числа плоскостей «срезов», так как это приводит к значительной толщине пакета.

Сказанное частично может быть отнесено и к другим применяемым в нашем строительстве видам нагелей, в отношении которых следует еще напомнить, что усилие на нагели диаметром более 6,5 *мм*, устанавливаемые в сверленые отверстия, существенно снижается в случае работы их под углом, что как раз и имеет место в узловых сопряжениях.

Благодаря этому гвозди и нагели в узловых сопряжениях применяются только в следующих случаях:

1) в простейших типах ферм малых пролетов, преимущественно треугольного очертания, и

2) в системах средних и больших пролетов со слабо работающей решеткой — сегментных фермах и т. п.

Б. Треугольные фермы на гвоздях

Для этих ферм, как и для ферм на кольцевых шпонках, характерны дощатые сечения элементов с многослойным (до известного предела) решением узла. Простейшие треугольные фермы, так называемые «тавровые балки», могут быть

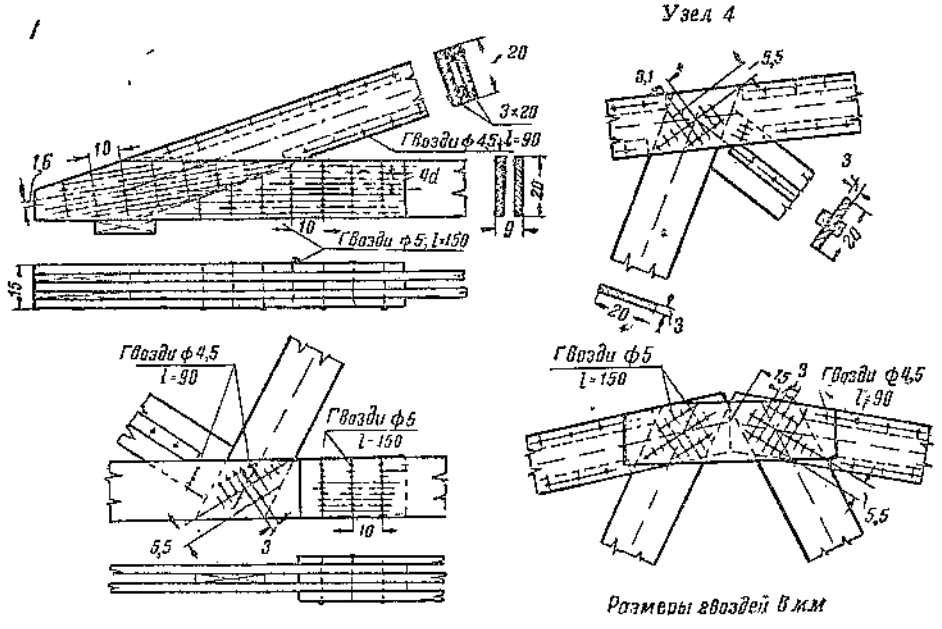


Рис. 208. Характерные узлы треугольной фермы на гвоздях с усывающей к опорам длиной панели

осуществлены на гвоздях (см. схему 33 табл. 8); в таком виде они и получили известное применение в нашем строительстве. Конструкция этих ферм приведена выше на рис. 195.

Примеры решения характерных узлов треугольной фермы на гвоздях по схеме 34 табл. 8 пролетом $l=10$ *м* даны на рис. 208.

Убывающая к опорам длина панелей подбирается таким образом, чтобы напряжения во всех панелях верхнего пояса постоянного сечения от совместного действия осевого усилия и изгибающего момента от местной нагрузки были одинаковыми. Сечения элементов выполнены из досок минимальной толщины, допускаемой новыми Н и ТУ.

Растянутые раскосы прикреплены в узлах на гвоздях, а сжатые—простым упором торца в растянутый раскос (рис. 208, узлы *4* и *5*); при этом угол между осью сжатого раскоса и перпендикуляром к площадке смятия нигде не превосходит угла трения. Такое решение узлов дает минимальную величину поперечных эксцентриситетов. Ферму следует выполнять из сухого леса; в противном случае неизбежны значительные прогибы конструкции.

Узлы фермы типа Полонсо по схеме 35 табл. 8 могут быть выполнены аналогичным образом; при этом оба пояса фермы делаются одинакового сечения из двух досок. Возможны и другие решения[1].

В. Полигональные фермы на гвоздях и нагелях (схема 36 табл. 8)

В соответствии со сказанным в начале настоящего параграфа, узлы ферм могут быть осуществлены на гвоздях только в тех случаях, когда усилия в элементах решетки невелики. Это условие выполняется в полигональных фермах, узлы верхнего пояса которых располагаются на параболической кривой или на окружности.

На рис. 209 дан пример типовых узлов такой фермы[2]. Верхний пояс имеет ломаное очертание со стыками в узлах, в которых сходятся раскосы.

Кажущееся на первый взгляд более простым устройство переломов верхнего пояса и стыков его в узлах, в которых примыкает только стойка, нерационально, так как прикрепление стойки в этом случае, при наличии стыка, затруднительно.

Все промежуточные узлы—с эксцентричным прикреплением элементов решетки, что делает возможным применение в узлах гвоздей.

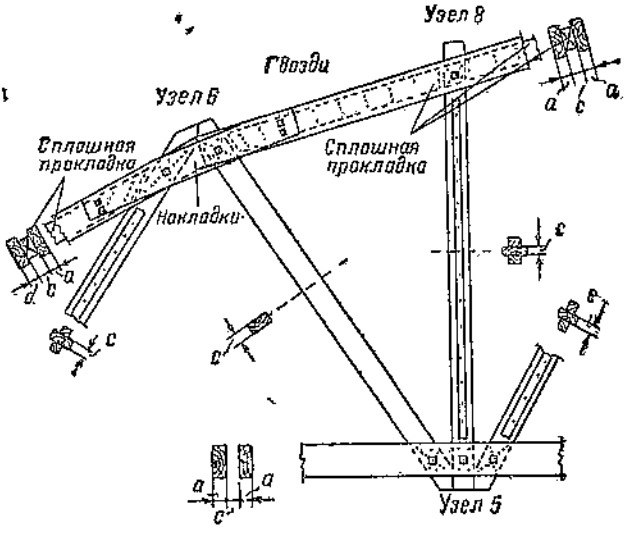


Рис. 209. Полигональная ферма параболического очертания на гвоздях, пролетом 23 *м*

Полигональные фермы рассматриваемого типа могут быть осуществлены безметалльными на дубовых нагелях.

Конструирование ферм можно вести по правилам, данным ниже для сегментных ферм, за исключением указаний, касающихся специфических особенностей верхнего гнутого пояса.

В покрытиях с узловой передачей нагрузки от кровли рассматриваемые фермы имеют некоторые преимущества перед сегментными, а именно: 1) вследствие прямолинейности верхнего пояса между узлами в нем не возникают изгибающие моменты от кривизны пояса; 2) благодаря сечению верхнего пояса из досок, а не из брусков, изготовление фермы менее трудоемко; 3) верхний пояс из досок требует меньшего расхода гвоздей.

К недостаткам ферм следует отнести:

---

[1] Подробнее см. [42].

[2] Предложенной инж. Жак С. М.; см. [43].

1) утяжеление верхних поясов в условиях местной передачи нагрузки на пояс;

2) значительное число стыков верхнего пояса со стыкованием в одном сечении всех элементов его, что требует надежного перекрытия стыков жесткими накладками и тщательного пространственного крепления верхнего пояса.

Несмотря на малое распространение этой конструкции в строительстве, применение ее в отдельных, охарактеризованных в табл. 8 случаях, целесообразно.

Г. Сегментные фермы (схемы 37—42 табл. 8)

1. Общая характеристика сегментных ферм

«Сегментными» называются фермы с криволинейным верхним поясом из гнутых брусков и с деревянной решеткой; площадь, ограниченная контуром фермы, имеет форму сегмента. Эти фермы заимствованы из США и получили у нас широкое распространение.

Благодаря очертанию верхнего пояса по окружности (незначительно отличающейся от параболы при обычных соотношениях пролета и высоты ферм), на равномерно распределенную по пролету нагрузку, преобладающую в покрытиях, работают в основном верхний сжатый пояс, очертание которого приблизительно совпадает с кривой давления, и нижний—растянутый. Решетка при этом загружении почти не работает; усилия в ней определяются при односторонней временной нагрузке. Слабая работа решетки, являющаяся отличительной особенностью сегментных ферм, существенно облегчает и упрощает конструирование узлов и делает возможным решение их на гвоздях.

К достоинствам сегментных ферм следует отнести:

1) простоту конструкции, не нуждающейся ни в специальных средствах узловых и стыковых креплений, ни в специальном оборудовании для изготовления и выполняемой из пиломатериалов ходовых размеров и среднего качества [1];

2) экономичность ферм, требующих небольшого расхода древесины;

3) надежность конструкции, если обеспечено надлежащее качество нижнего пояса и опорных узлов.

Недостатками этого типа ферм являются:

1) кривизна верхнего пояса, неблагоприятно сказывающаяся на работе ферм в случае отсутствия непосредственной нагрузки между узлами верхнего пояса (схемы 38, 39, 41, табл. 8), что существенно снижает экономичность таких ферм [2] по сравнению с основным оптимальным решением по схеме 37 (полезно сравнить величины $k_{с.в}$ для указанных схем);

2) относительно большой расход металла—гвоздей, забиваемых в верхний пояс;

3) значительная трудоемкость ферм, обусловливаемая дробным сечением верхнего пояса, осуществляемого на гвоздях из большого количества брусков малого сечения;

4) пригодность конструкции только для построечного изготовления.

2. Выбор схемы решетки, длины и числа панелей

Решетка делается треугольной; раскосная решетка менее рациональна, так как при такой схеме решетки небольшая длина панели исключает возможность делать стыки нижнего пояса раздвинутыми и требует устройства лишних стыков. Угол наклона раскосов решетки принимается в пределах от 25° до 65°. Длина панели (горизонтальное расстояние между узлами) верхнего пояса назначается с таким расчетом, чтобы момент от кривизны верхнего

---

[1] За исключением нижнего растянутого пояса, для которого необходим отборный лесоматериал I сорта.

[2] См. [40].

пояса, а следовательно, и стрела дуги его f* не были чрезмерно большими. Не следует назначать отношение стрелы к длине панели $\frac{f}{d}$ больше $\frac{1}{50}$**.

Крайние панели верхнего неразрезного криволинейного пояса находятся в несколько худших условиях, чем остальные панели, благодаря отсутствию надежного защемления в опорном узле; поэтому желательно делать их несколько короче остальных панелей, назначая их длину равной около 0,65 d, где d—длина средних панелей.

Однако такое решение находится в известном противоречии с данным выше в гл. I общим указанием о необходимости крайнюю панель нижнего пояса делать возможно длиннее. Это противоречие может быть разрешено выбором соответствующей схемы решетки в приопорных панелях, как указано на рис. 210. В связи с изложенным нежелательно применение решетки по схеме 3 варианта рис. 210. На выбор длины панели влияют и условия конструирования нижнего пояса. Длина панели нижнего пояса, равная удвоенной длине панели верхнего пояса в решениях без подвесного потолка, должна назначаться с учетом размещения стыков нижнего пояса, которые по возможности следует делать раздвинутыми, и быть, примерно, на 2 *м* короче применяемых досок.

Длина панели верхнего пояса, назначаемая с учетом высказанных выше соображений, колеблется в пределах от 1,40 до 2,60 *м*. Число панелей, схему решетки и разбивку стыков нижнего пояса рекомендуется назначать в соответствии с рис. 210.

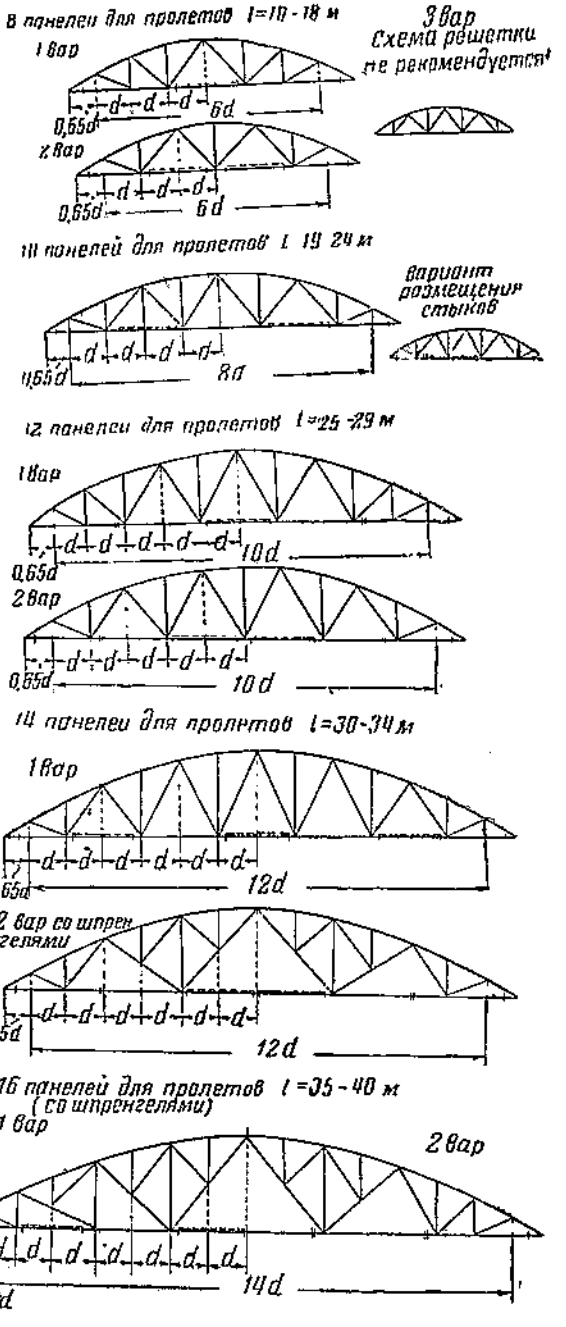


Рис. 210

3. Верхний пояс и детали опирания кровли на ферму

Верхний пояс делается гнутым из брусков на гвоздях по принципу арок Эми. Конструкция криволинейного пояса из косяков по принципу арок Делорма

* Так как момент пропорционален стрелке дуги (см. ниже расчет), которая в свою очередь пропорциональна квадрату длины хорды.

** См. [2], [5] и [49].

не рекомендуется. Не имея достоинств описанной выше в § 33 полигональной фермы на гвоздях, эта конструкция пояса из косяков, так же как и гнутая, подвергается изгибу от эксцентричного приложения нормальной силы в панели, но при этом обладает меньшей монолитностью и большей гибкостью из плоскости системы. Кроме того, она сложнее в производстве, так как требует предварительной заготовки и приторцовки в стыках большого количества косяков. При устройстве кровли непосредственно по верхнему поясу необходима дополнительная обработка верхней неровной поверхности пояса из косяков.

Рекомендуемые типы I, II, III сечений верхнего пояса показаны на рис. 211. Наиболее употребительное сечение типа I применяется в фермах небольших пролетов (до 20 *м*) при нагрузке, непосредственно приложенной к верхнему поясу на всем его протяжении. Сечения типа II и III применяются

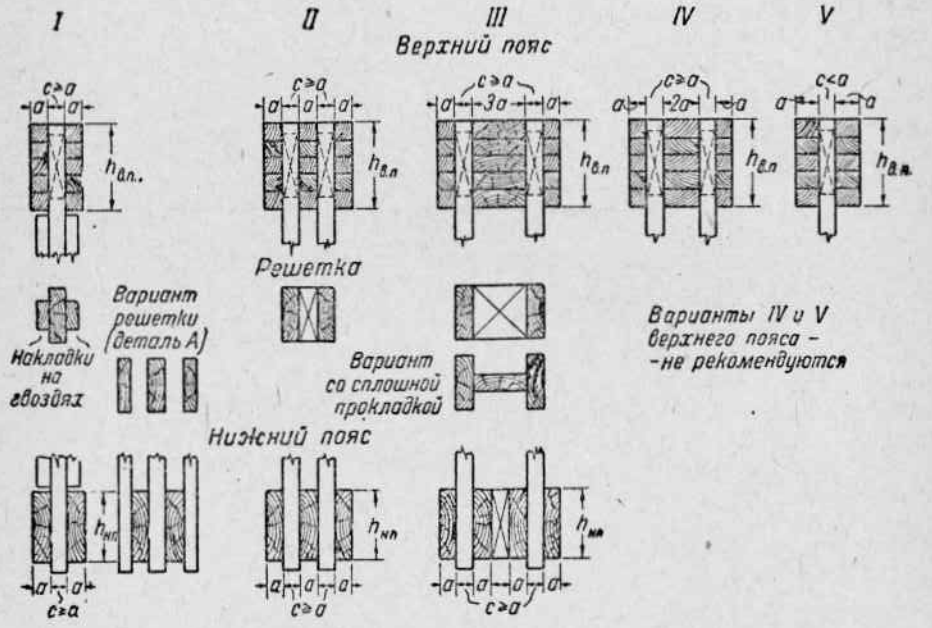


Рис. 211. Типы сечения поясов и решетки

для ферм больших пролетов с тяжелой нагрузкой в решениях с надстройками и фонарями (схемы 38—42 табл. 8).

Сечение типа II имеет значительные неудобства с точки зрения забивки горизонтальных гвоздей, сильно уступая в этом отношении сечениям типа I и III.

На соотношения размеров отдельных частей сечения верхнего пояса существенное влияние оказывает необходимость рационального решения стыков растянутого нижнего пояса.

Этому условию удовлетворяют типы I, II и III сечений рис. 211 (при наличии зазоров между ветвями $c \geqslant a$), так как все они обеспечивают толщину прокладок в стыках нижнего пояса, равную или бóльшую толщины основных элементов. С этой точки зрения сечения типа IV и V значительно менее целесообразны.

Сечение IV обеспечивает наилучшую передачу на пояса усилий от решетки пропорционально площадям отдельных ветвей поясов. Однако при этом сильно осложняется решение стыков нижнего пояса.

При слабой работе решетки в сегментных фермах некоторая неравномерность передачи усилий от нее на мощный верхний пояс в сечениях типа II и III имеет гораздо меньшее значение, чем неудачное решение стыка нижнего пояса.

Решение по типу V (рис. 211), преследующее цель уменьшить толщину элементов решетки, также нерационально с точки зрения конструирования стыков нижнего пояса.

Таким образом верхний пояс следует проектировать преимущественно по типам сечений I, II и III, делая величину зазоров c равной ширине ветвей a. Высота сечения верхнего пояса принимается равной $^1/_{10}$—$^1/_{15}$ длины панели его.

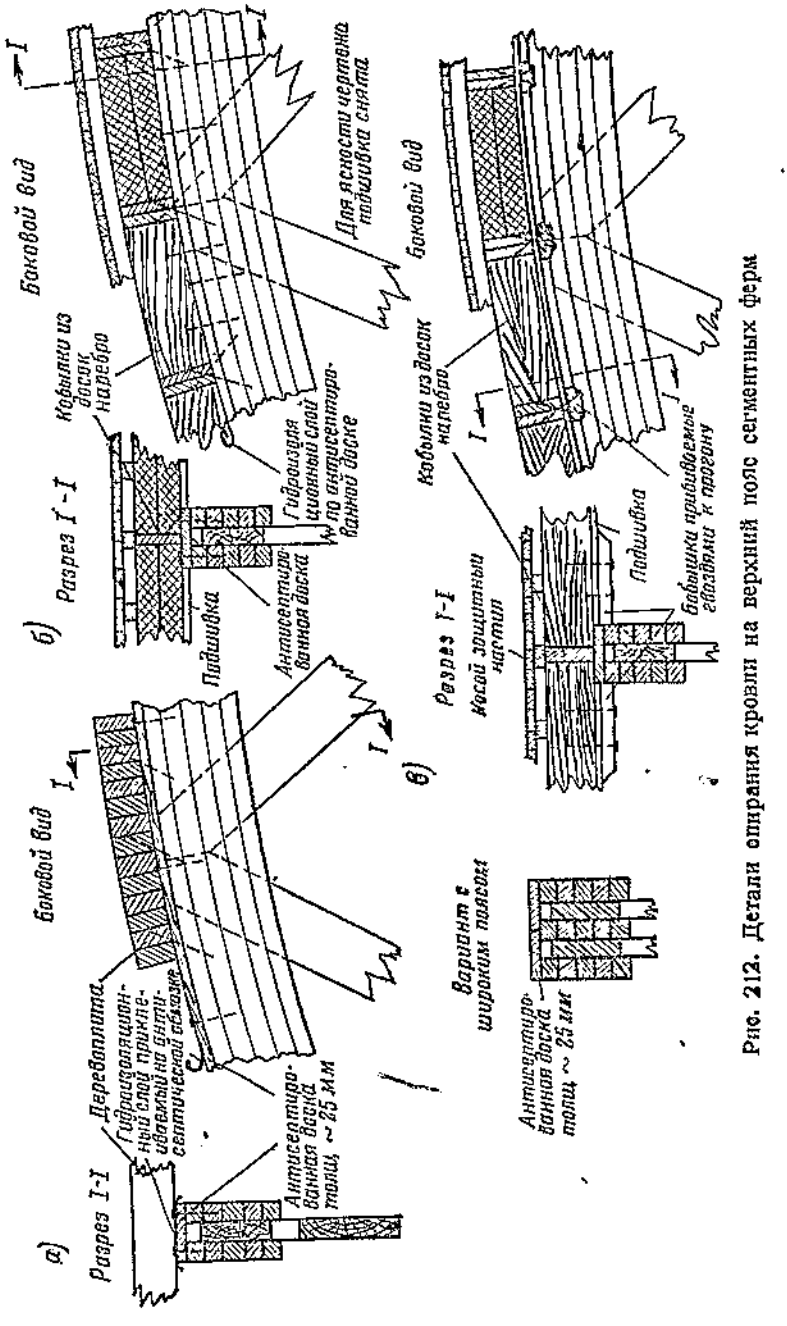


Рис. 212. Детали опирания кровли на верхний пояс сегментных ферм

Количество брусков в каждой ветви следует принимать не меньше трех и не более пяти (в крайнем случае—шести) при толщине брусков не менее 5 *см*; при малых пролетах (10—15 *м*) можно применять бруски толщиной 4 *см*.

Стыки брусков верхнего пояса располагаются вразбежку на расстоянии не менее 0,50 *м* и во всяком случае не менее 12-кратной толщины одного бруска. В любом поперечном сечении ветви верхнего пояса должно быть не более одного стыка. Не следует допускать стыков в опорной панели, в первом от опоры узле

верхнего пояса[1] и в зонах гвоздевого забоя в узлах. Кроме того не рекомендуется делать стыки наружных (верхнего и нижнего) брусков в пределах второй от опоры панели. В остальных панелях стыки наружных брусков следует размещать в пределах от $^1/_5$ до $^1/_4$ длины панели, исходя из предположения, что верхний пояс работает как неразрезной брус.

«Указаниями по проектированию и применению деревянных конструкций в условиях военного времени»[2], рассматривающими верхний пояс как пакет не скрепленных между собой брусков, жесткость которого обеспечивается прокладкой, рекомендуется стыки брусков верхнего пояса располагать на среднем участке от $^1/_5$ до $^4/_5$ длины панели, за исключением опорной и второй панелей, в отношении которых следует руководствоваться изложенным выше.

Между ветвями верхнего пояса обязательна постановка сплошных прокладок, не имеющих стыков по длине панели. Прокладки должны перекрывать по возможности все бруски пояса, но во всяком случае не менее трех по всей длине панели; последнее обычно имеет место в сечении пояса из пяти брусков по высоте.

Бруски в сечении верхнего пояса скрепляются между собой и с прокладками вертикальными и горизонтальными гвоздями, которые ставятся по расчету.

Для удобства опирания кровли на верхний пояс элементы решетки в узлах обрезаются заподлицо с верхней гранью пояса; в пределах фонарей и в фермах с надстройками концы элементов решетки в отдельных случаях могут быть выпущены за эту грань.

Чтобы предохранить от гниения верхний пояс в случае загнивания элементов кровли, по верхнему поясу плашмя укладывается и пришивается гвоздями антисептированная доска толщиной около 25 *мм* (рис. 212) с прокладкой между ней и кровлей гидроизоляционного слоя (толь-кожи, рубероида и т. п.), приклеиваемого на антисептической обмазке.

На рис. 212, *а* показана деталь опирания кровли в виде деревоплиты, пришиваемой к поясу наклонно забитыми гвоздями, предотвращающими отрыв кровли ветром и одновременно закрепляющими верхний пояс против изгиба из плоскости фермы.

На рис. 212, *б* дана деталь опирания кровли с прогонами. Крепление прогонов к ферме лучше всего делать при помощи наклонно забиваемых гвоздей. Чтобы обеспечить устойчивость прогонов, в особенности в наклонных приопорных панелях верхнего пояса, рекомендуется закладывать между ними кобылки из обрезков досок, поставленных на ребро и нарезанных точно по шаблону; кобылки пришиваются к верхнему поясу гвоздями.

В случае ремонта покрытий с незакрепленными на ферме прогонами, к последним снизу пришиваются бобышки на гвоздях (рис. 212, *в*).

Над опорным узлом доска, укладываемая по верхнему поясу, переходит в так называемую карнизную кобылку, по которой укладываются элементы кровли (см. ниже пунктир на рис. 217).

4. Нижний пояс

Растянутый нижний пояс и стыки его являются особо ответственными частями конструкции. Число досок и толщина их в нижнем поясе определяются типом сечения верхнего пояса (рис. 211).

Применяемые схемы стыков изображены на рис. 213: *а*—обычный стык; *б*—так называемый раздвинутый, рекомендуемый в фермах средних и больших пролетов. Нормальная конструкция стыка применительно к сечению поясов типа I (рис. 211) изображена на рис. 214, *а*; для сечений типов II и III применяется аналогичная конструкция стыка только с большим числом элементов. Единственным недостатком этого надежного (без подрезки) решения стыка, простого как с конструктивной стороны, так и с точки зрения производства работ, является некоторый перерасход лесоматериала в элементах

[1] См. ниже п. 7 «Особенности расчета сегментных ферм», а также [2] и [50].
[2] См. приложение 5 [5].

решетки и прокладках верхнего пояса в связи с их большей толщиной. Нормальный стык нижнего пояса решается на нагелях из круглой стали диаметром от 12 до 19 *мм* (в зависимости от толщины всего пакета и отдельных досок в стыке), рассчитывается и конструируется согласно указаниям § 57 ч. I курса. В соответствии с этими указаниями нагели следует размещать в два или в четыре ряда по высоте пояса (в зависимости от ширины его); размещение нагелей в три ряда не рекомендуется.

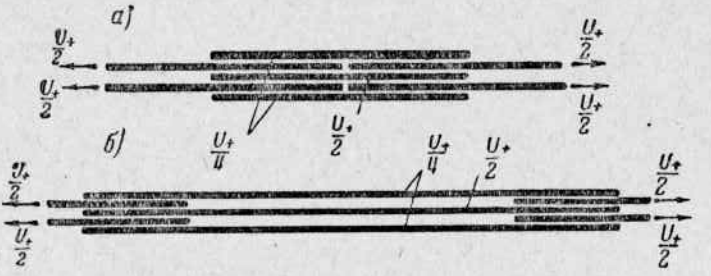


Рис. 213. Схемы стыков нижнего пояса

Как было указано выше, сечения поясов, в которых зазоры между ветвями меньше ширины ветвей (тип V, рис. 211), неизбежно влекут за собой нерациональные решения растянутого стыка. Некоторые из таких решений, в качестве отрицательных примеров, даны на рис. 214, *б* и *в*.

Стык с врезкой прокладки в основные элементы пояса (рис. 214, *б*) увеличивает расход материала на нижний пояс, осложняет производство работ и вместе с тем понижает надежность стыка в случае возможной при его изготовлении чрезмерной подрезки досок пояса.

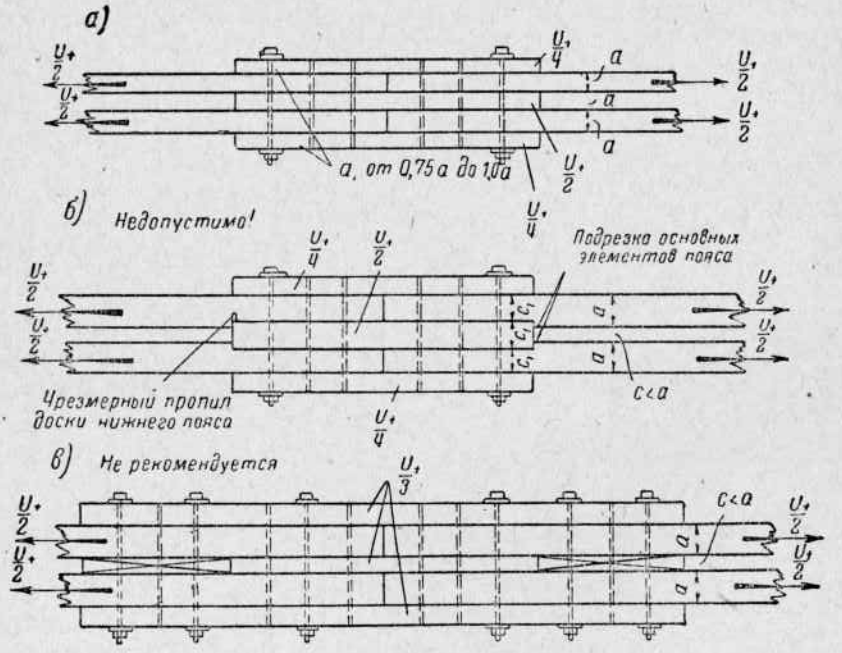


Рис. 214. Различные типы стыков нижнего пояса

Основная идея конструкции стыка согласно рис. 214, *в* состоит в стремлении перераспределить усилие между накладками и тонкой прокладкой путем постановки различного количества связей (нагелей малого диаметра или гвоздей) по наружным и внутренним швам. Конструкция стыка и производство работ в этом случае по сравнению с нормальным стыком несколько осложняются; часть нагелей используется только как двухсрезные; кроме того это решение пригодно лишь для поясов из двух ветвей.

Решение стыка с тонкими прокладками, но выполненными из более крепкой породы или имеющими большую ширину, пригодное для поясов из трех ветвей, требует специаль-

ного материала или особого сортамента и тем самым сильно осложняет производство работ; оно мало приемлемо для раздвинутых стыков.

Поучительным примером нерациональной конструкции является решение стыка на болтах крупного диаметра с тонкой деревянной прокладкой и широкими наружными металлическими накладками[1] (рис. 215,*а*). После 6 лет эксплоатации ферм прокладки в ряде стыков оказались полностью разорвавшимися, а наличие широких и толстых металлических накладок, препятствовавших усушке пояса, выполненного из полусухого леса, в значи-

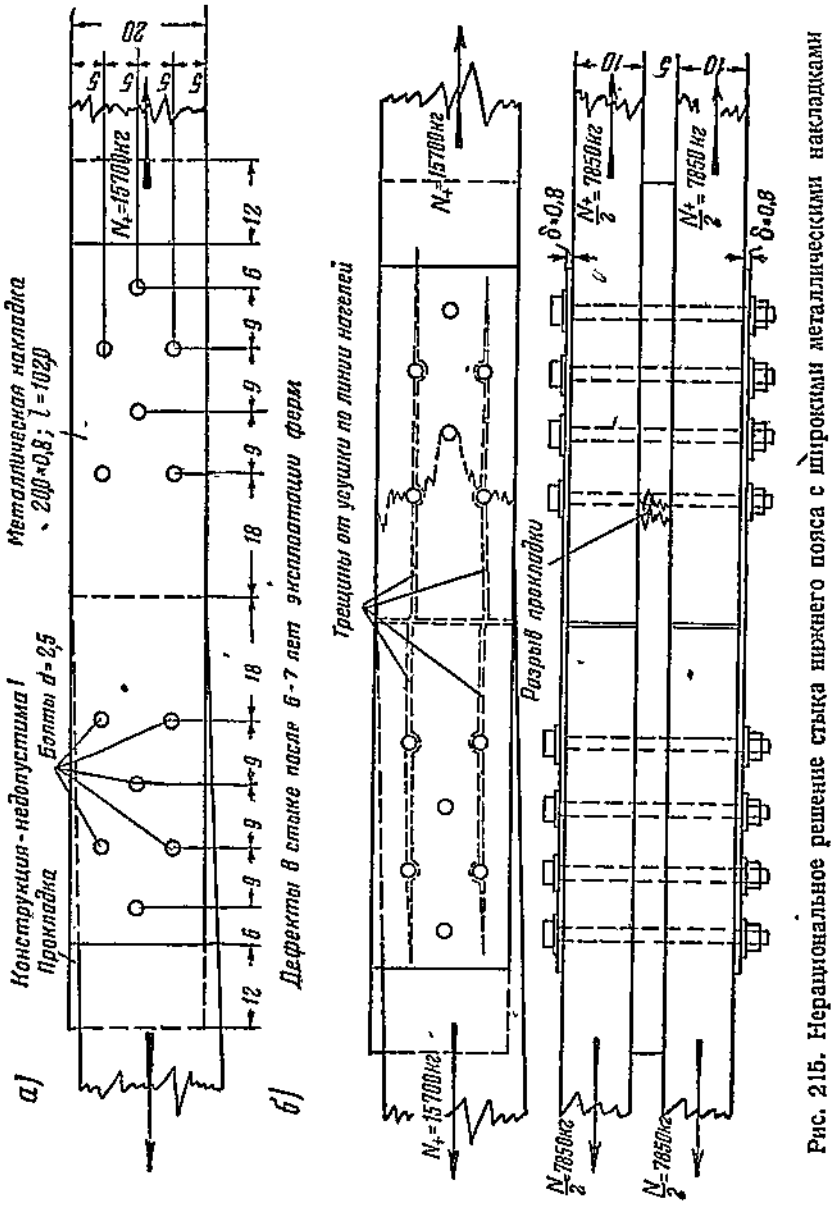


Рис. 215. Нерациональное решение стыка нижнего пояса с широкими металлическими накладками

тельном количестве ферм привело к раскалыванию поясных досок по линиям болтов; положение ухудшила жесткость болтов большого диаметра (рис. 2 5, *б*).

Помимо этого конструкция стыка вызвала большие затруднения при производстве работ в части обеспечения точного совпадения отверстий для болтов в элементах ферм и металлических накладках. Наилучшим способом, с точки зрения обеспечения точности работы, в таких случаях является сверление сразу всего пакета сверлом по металлу.

[1] Это решение применялось в первых сегментных фермах, построенных в СССР, и впоследствии было отвергнуто как нерациональное.

5. Опорный узел

Опорный узел является одной из наиболее сложных и ответственных деталей сегментных ферм. Нормальным решением опорного узла надо считать

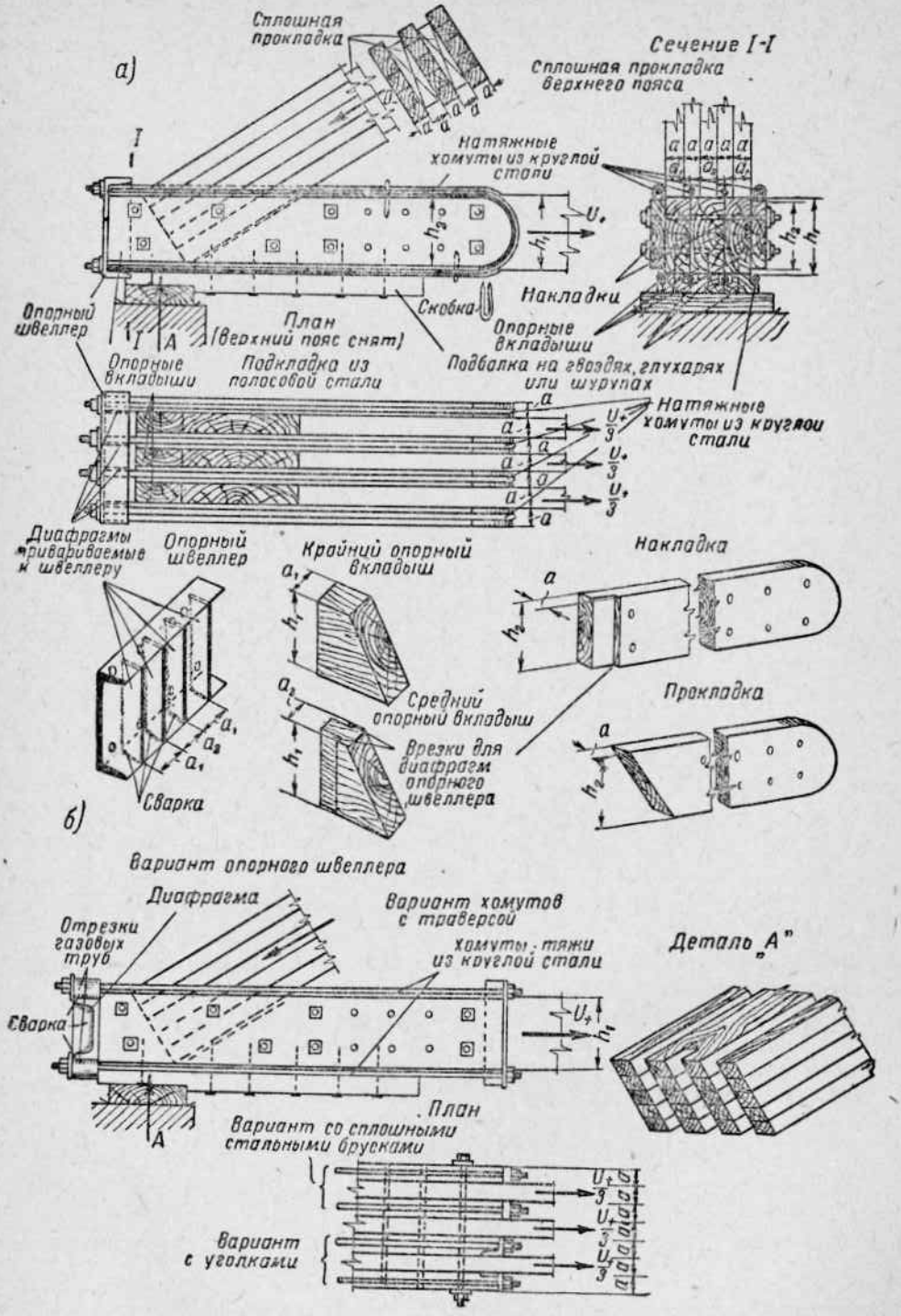


Рис. 216. Нормальное решение опорного узла с натяжными хомутами из круглого железа

конструкцию, в которой усилие верхнего пояса воспринимается опорным вкладышем, упирающимся в стенку швеллера, а с последнего передается на нижний пояс при помощи натяжных металлических хомутов или тяжей, прокладок

и накладок, скрепляемых с нижним поясом болтами и нагелями из круглой стали. Узлы такого типа обладают высокой надежностью. Большим достоинством их является возможность подтягивания хомутов, как первоначального — при изготовлении ферм, так и последующего — при ремонте их в период эксплоатации. Это позволяет свести к минимуму начальные деформации в узле от неплотной пригонки и т. п., а также устранить (при ремонте) деформации, накопившиеся с течением времени.

Постановка опорного вкладыша обязательна. Как показывают испытания сегментных ферм, опорные узлы с непосредственным упором брусков верхнего пояса в опорный швеллер дают значительные деформации, являющиеся следствием изгиба стенки швеллера и смещения отдельных брусков верхнего пояса, особенно при постановке в этом случае одного тяжа по высоте пояса. Наличие

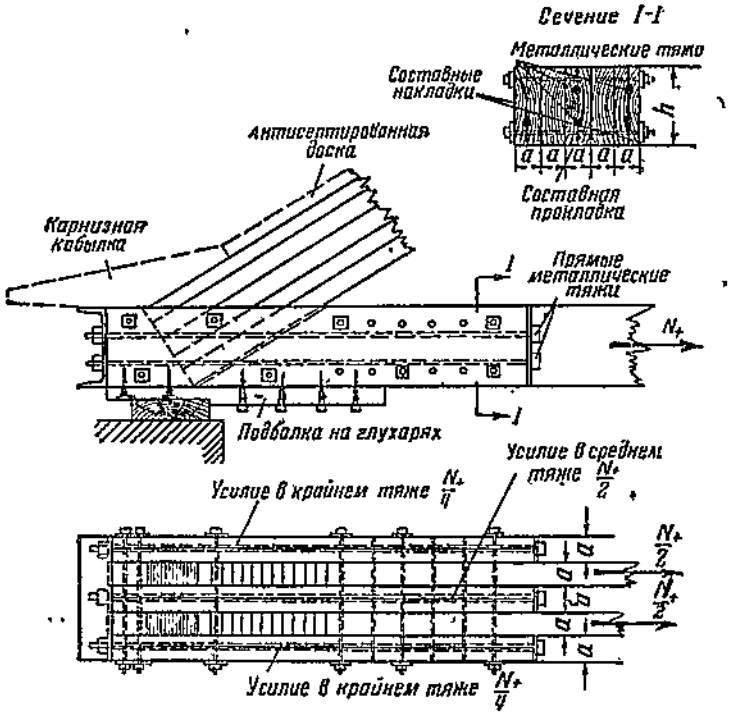


Рис. 217. Опорный узел с прямыми металлическими тяжами

опорного вкладыша и постановка двойных хомутов по высоте исключают возможность таких деформаций.

На рис. 216, *а* и *б* представлена рекомендуемая рациональная конструкция опорного узла с натяжными хомутами из круглой стали, применительно к фермам с сечением поясов по типу II рис. 211.

Такое же решение применимо и для сечений типа I и III; в последнем случае необходимо только сделать вырез шириной *а* в торце средней, уширенной ветви для пропуска средней прокладки нижнего пояса и хомута (см. деталь *А*, рис. 216).

На рис. 216, *а* дана конструкция хомутов с криволинейной частью, охватывающей прокладки и накладки. Обе ветви хомутов делаются прямыми без перегибов, направленными параллельно верхней и нижней кромкам нижнего пояса.

Криволинейную часть хомута выгибают в горячем состоянии по специальному металлическому шаблону, точно отвечающему форме закругленной части накладок и прокладок, для обеспечения плотного касания их с хомутом.

Жесткость опорного швеллера обеспечивается приваренными к нему диафрагмами, врезаемыми в опорные вкладыши в местах швов между вкладышами, а также между ними и накладками (см. детали на рис. 216, *а*). Прокладки

обрываются, встречаясь по наклонной плоскости с опорными вкладышами; накладки доходят до швеллера, охватывая весь узел с обеих сторон.

Прокладки и накладки можно делать такой же ширины, что и нижний пояс, или несколько уже с каждой стороны на величину, равную диаметру круглого хомута плюс толщина металлической подкладки под него.

На рис. 216, *б* дан второй вариант узла с хомутами из тяжей и траверсами из уголков или стальных подкладок сплошного сечения. Преимуществами этой конструкции хомутов перед круглыми являются: более удобный доступ к концам хомутов для подтягивания их и меньшие возможные деформации древесины от обмятия под хомутами. Здесь же дан второй вариант опорного швеллера с приваренными к нему трубками, что дает возможность уменьшить размеры швеллера.

Опорные вкладыши располагаются волокнами параллельно волокнам нижнего пояса, рассчитываются на смятие их верхним поясом и выполняются из отборного лесоматериала—сосны повышенной плотности, допускающей повышенные напряжения на смятие. При больших напряжениях на смятие целесообразно делать вкладыши из более твердой породы (дуба). Опорный узел рекомендуется снабжать подбалкой.

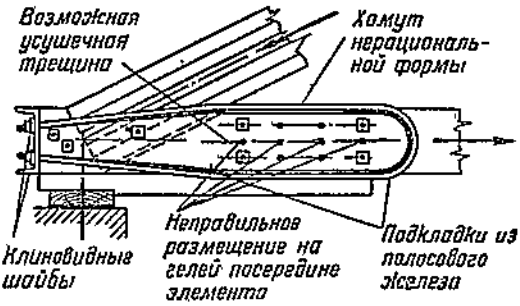


Рис. 218. Опорный узел с хомутами нерациональной формы

К недостаткам рассмотренной конструкции следует отнести многодельность изготовления опорного швеллера.

Форма хомута с наклонными ветвями в опорном узле фермы, изображенной на рис. 232, уменьшает расход металла на опорный швеллер, но требует применения клиновидных шайб, а также накладок и прокладок трапециевидной формы; такая форма неудобна для размещения нагелей, особенно при небольшой высоте нижнего пояса. Менее рациональная конструкция узла с прямыми металлическими тяжами, пропускаемыми внутри составных накладок и прокладок в специально выбранных для этого дорожках, изображена на рис. 217. Устройство составных прокладок с такими дорожками осложняет конструкцию и изготовление опорного узла; при довольно близком расположении нагелей к кромкам нижнего пояса возможен в случае недостаточно тщательного производства работ увод нагелей и их пересечение с тяжами.

Нерационален узел с хомутом, имеющим форму, изображенную на рис. 218. Эта форма осложняет изготовление самого хомута и вследствие наличия перегибов вызывает трудность в обеспечении надлежащего натяжения его, особенно при большом диаметре круглой стали.

К рассматриваемой категории узлов относится также целый ряд других решений с различными металлическими хомутами, предлагавшихся и частично применявшихся, но не получивших широкого распространения на практике.

Ко второй группе решений опорных узлов, конструируемых без помощи металлических хомутов или тяжей, относится надежная, но обладающая весьма существенным недостатком—длинной хвостовой частью, конструкция узла, изображенная на рис. 219, *а*. Узел решен ортогональным упором ветвей верхнего пояса в опорные вкладыши, скрепленные с прокладками и накладками нагелями из круглой стали. Решение применимо в тех случаях, когда длинная хвостовая часть не вызывает конструктивных затруднений при проектировании покрытия (например, в однорядовых покрытиях холодных зданий). Применение вместо ортогонального трехлобового упора согласно рис. 219, *б* нерационально из-за малой величины угла β. Решение узла на щековых врубках подобно изображенному на рис. 187 (см. выше) значительно менее надежно в связи с повышенной опасностью скалывания щековой врубки. Эта конструкция не рекомендуется и может быть допущена к применению, как исключение,

только в тех случаях, когда вполне обеспечено высокое качество ее изготовления из отборного, сухого лесоматериала.

6. Решетка, промежуточные узлы и детали крепления к сегментной ферме подвесного потолка

Типы сечений элементов решетки, определяемые конструкцией поясов фермы, указаны выше на рис. 211. Ширину элементов решетки из архитектурных и производственных соображений желательно делать одинаковой во всей ферме, не допуская применения для решетки одной и той же фермы более двух размеров досок. Ширина раскосов и стоек назначается из условия размещения гвоздей в узлах верхнего пояса (рис. 220), но не должна быть более высоты поясов.

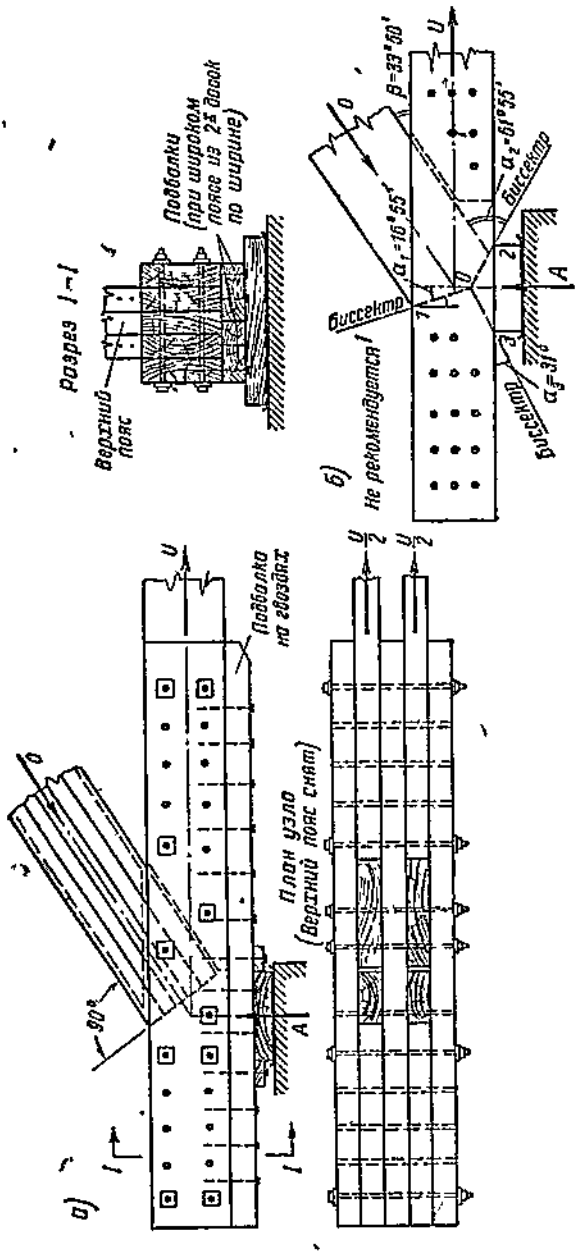


Рис. 219. Опорный узел • ортогональным упором верхнего пояса во вкладыши на нагелях и нерациональное решение с трехлобовым упором

Кроме указанных нормальных типов сечений, в тех случаях, когда площадь для размещения гвоздей в узлах ферм с поясами типа I оказывается недостаточной, возможно в виде исключения[1] применение решетки с наружными, нашиваемыми на пояса, ветвями (деталь *А*, рис. 211).

Даже при незначительных усилиях жесткость сжатых элементов одиночной решетки, выполняемых из цельных досок, оказывается недостаточной для работы их на продольный изгиб. Поэтому элементы одиночной решетки усиливаются нашиваемыми на них по всей длине накладками (тип I рис. 211). Накладки (нашивки) доходят до поясов и в передаче основных нормальных усилий не участвуют, увеличивая только момент инерции поперечного сечения решетки.

Сечения накладок следует назначать с расчетом удобного использования (непосредственно или распиливая) сортамента лесоматериала, идущего для основных элементов фермы; при этом рекомендуется толщину накладок принимать не менее 3 *см*, а ширину—не менее 6—7 *см*.

В сечениях решетки из двух ветвей ставятся короткие или сплошные прокладки (типы II и III рис. 211). Достоинством коротких прокладок является

[1] Это решение не очень удачно с архитектурной точки зрения.

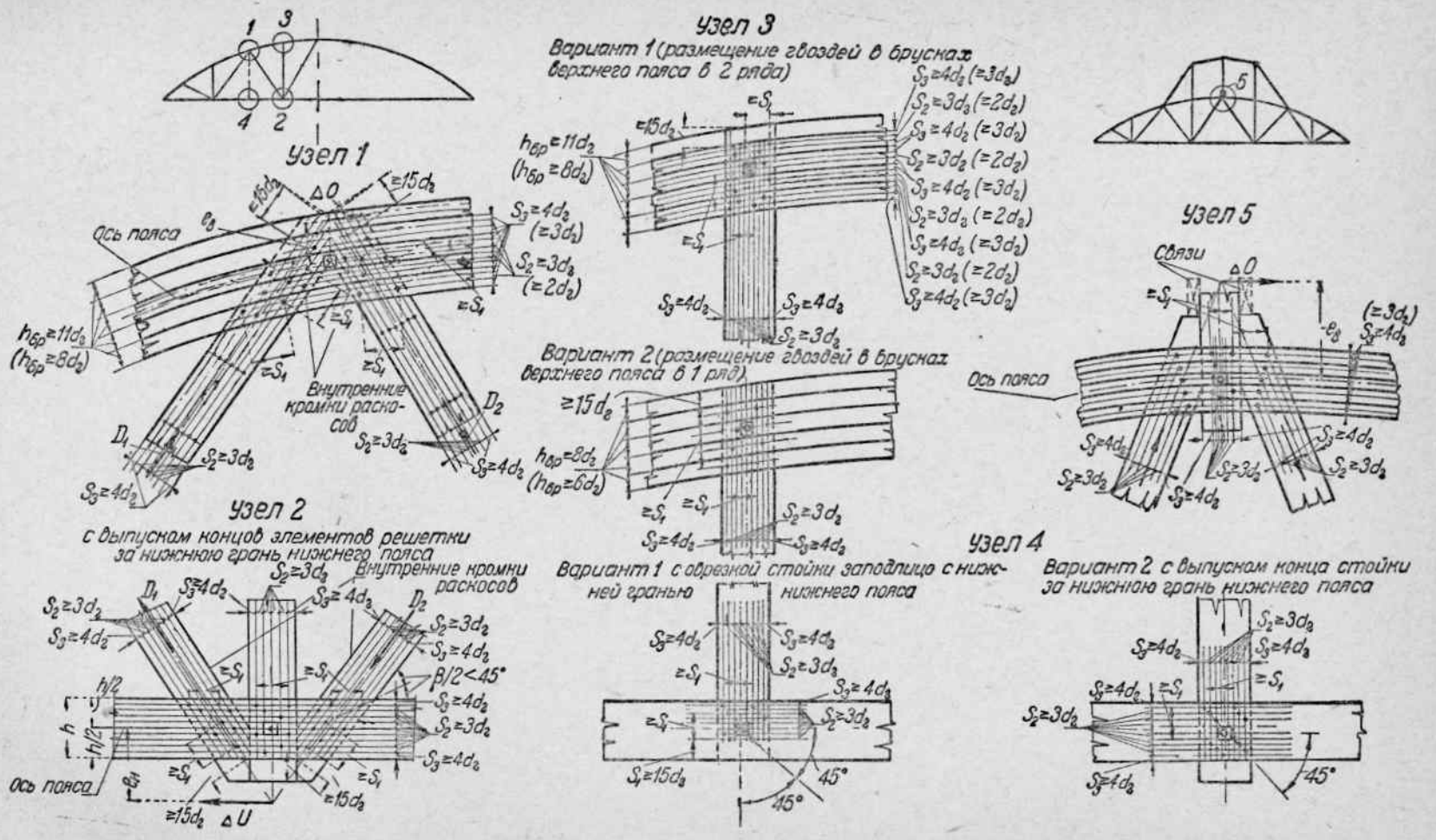


Рис. 220. Примеры размещения гвоздей в типовых промежуточных узлах верхнего и нижнего поясов

возможность использования в них отходов лесоматериала, получающихся при изготовлении ферм. Сплошные прокладки в решетке сечения типа III не следует применять в помещениях с выделением пыли. Прокладки рекомендуется ставить не только в сжатых элементах, но и в растянутых—для повышения общей жесткости фермы и улучшения работы поясов на случайные крутящие усилия.

Элементы решетки сегментных ферм в промежуточных узлах не центрируются (рис. 220). Величину эксцентриситета ($e_в$—для верхнего и $e_н$—для нижнего поясов) следует сводить к минимуму, обусловленному необходимостью размещения гвоздей в узлах. Это условие обычно может быть соблюдено, если осуществлять пересечение смежных кромок, сходящихся в узле элементов (раскосов), на оси пояса. Стойки всегда располагаются строго по геометрической схеме фермы. Количество гвоздей для прикрепления элементов решетки в узлах определяется расчетом, но независимо от величины усилия каждый элемент должен быть прикреплен не менее чем четырьмя гвоздями; расчет и расстановка гвоздей производятся согласно указаниям § 57 ч. I курса (там же см. пример 4).

* Согласно «Указаниям по проектированию и применению деревянных конструкций в условиях военного времени» в узлах верхнего пояса допускаются несколько уменьшенные (против Н и ТУ) расстояния между гвоздями в брусках верхнего пояса, а именно (рис. 220): расстояние от оси гвоздя до шва между поясными брусками $s_3 \geqslant 3\,d_г$ и расстояние между рядами гвоздей—поперек волокон бруска при косой расстановке $s_2 \geqslant 2\,d_г$; при этом для элементов решетки расстановка должна удовлетворять общим правилам расстановки (согласно § 40 Указаний); эти расстояния указаны на рис. 220 в скобках*.

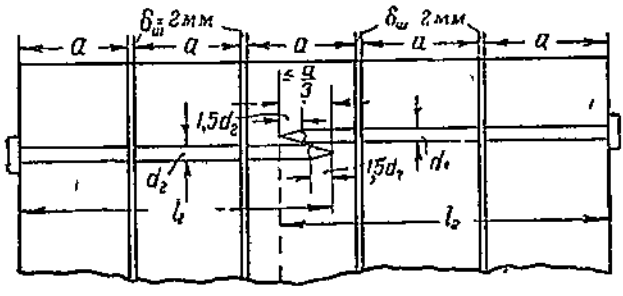


Рис. 221

Примеры размещения гвоздей в типовых промежуточных узлах верхнего и нижнего поясов даны на рис. 220. Расстояние s_1 назначается в зависимости от $\frac{c}{d_г}$, но не меньше 15 $d_г$, где c—толщина элементов пояса или решетки. Рекомендуемые размеры гвоздей для различных типов и размеров сечения приведены в табл. 17[1]. В каждом узле должно быть поставлено не менее одного стяжного болта, чтобы обеспечить плотность пакета при забивке гвоздей и предотвратить раскрытие рабочих швов в верхнем поясе в процессе эксплоатации вследствие усушки и других причин.

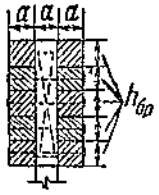
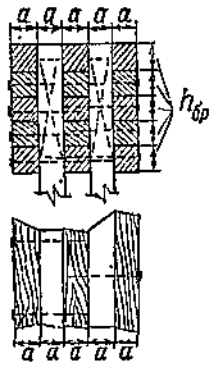
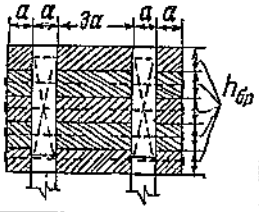
В фермах с шпренгельной решеткой (см. схему 42 табл. 8) сечения элементов шпренгелей проектируются того же типа, с той же толщиной ветвей, что и сечения основной решетки. Ширина элементов шпренгелей может быть принята равной ширине элементов основной решетки или уже их; сопряжение элементов шпренгелей с верхним поясом аналогично промежуточным типовым узлам; сопряжение их с раскосом основной решетки решается различно в зависимости от числа ветвей в стержнях. В большинстве случаев шпренгели применяются в фермах больших пролетов с решеткой из двух ветвей по типам II и III (рис. 211).

Конструкция узла в этом случае может быть решена при помощи прокладок и накладок в двух вариантах: центрированно (рис. 222, *а*) и с эксцентриситетом (рис. 222, *б*), подобно узлам основной решетки, что вполне возможно при небольшой величине усилий в элементах шпренгелей. При наличии в стойке шпренгеля только растягивающего усилия она может быть выпол-

[1] Составлена автором.

нена из круглой стали; конструкция узла для этого случая изображена на рис. 222,*в*. Сопряжение металлической стойки с верхним поясом не представляет затруднений.

Таблица 17

Тип сечения	Размеры брусков в поясе		Размеры горизонтальных гвоздей[1]		Примечание
	a в *см*	$h_{бр}$ в *см*	диаметр $d_{гв}$ в *мм*	длина $l_{гв}$ в *мм*	
	4	4	4,5; 5,0	125	
	5	4	4,5; 5,0 (5,5)*	150	
	5	5	4,5; 5,0; 5,5	150	
	6	5	5,0; 5,5	175	
	6	6	5,0; 5,5	175	
	4	4	4,0; 4,5	110	Возможна встречная забивка[2]
	4	4	4,5; 5,0	125	Встречная забивка гвоздей невозможна
	5	4	4,5; 5,0 (5,5)*	150	
	5	5	4,5; 5,0; 5,5	150	
	6 6	5 6	5,0; 5,5	175	
	6 6	5 6	6,0	200	
	5	5	4,5; 5,0; 5,5	150	Как правило, встречная забивка гвоздей
	6	6	5,0; 5,5	175	
	6	6	6,0	200	

Способ крепления подвесного потолка к ферме в значительной степени зависит от конструкции последнего. Как правило, подвеска потолка производится в узлах фермы.

На рис. 223 представлены в качестве примеров два способа крепления потолка.

---

[1] Размеры гвоздей приняты по ГОСТ 283-41.

* В скобках указаны размеры гвоздей, применимые в узлах только при уменьшенных согласно «Указаниям» расстояниях между гвоздями в брусках.

[2] С взаимным заходом концов гвоздей на длину $\leqslant \frac{a}{3}$ (рис. 221).

В конструкции согласно рис. 223, *а* неразрезной прогон подвесного потолка прикреплен к стойке хомутами из полосовой стали. Под хомуты сделаны подкладки *б* из полосового железа в виде угольников, из обрезков уголков или швеллера для предотвращения смятия прогона; хомуты утеплены антисепти-

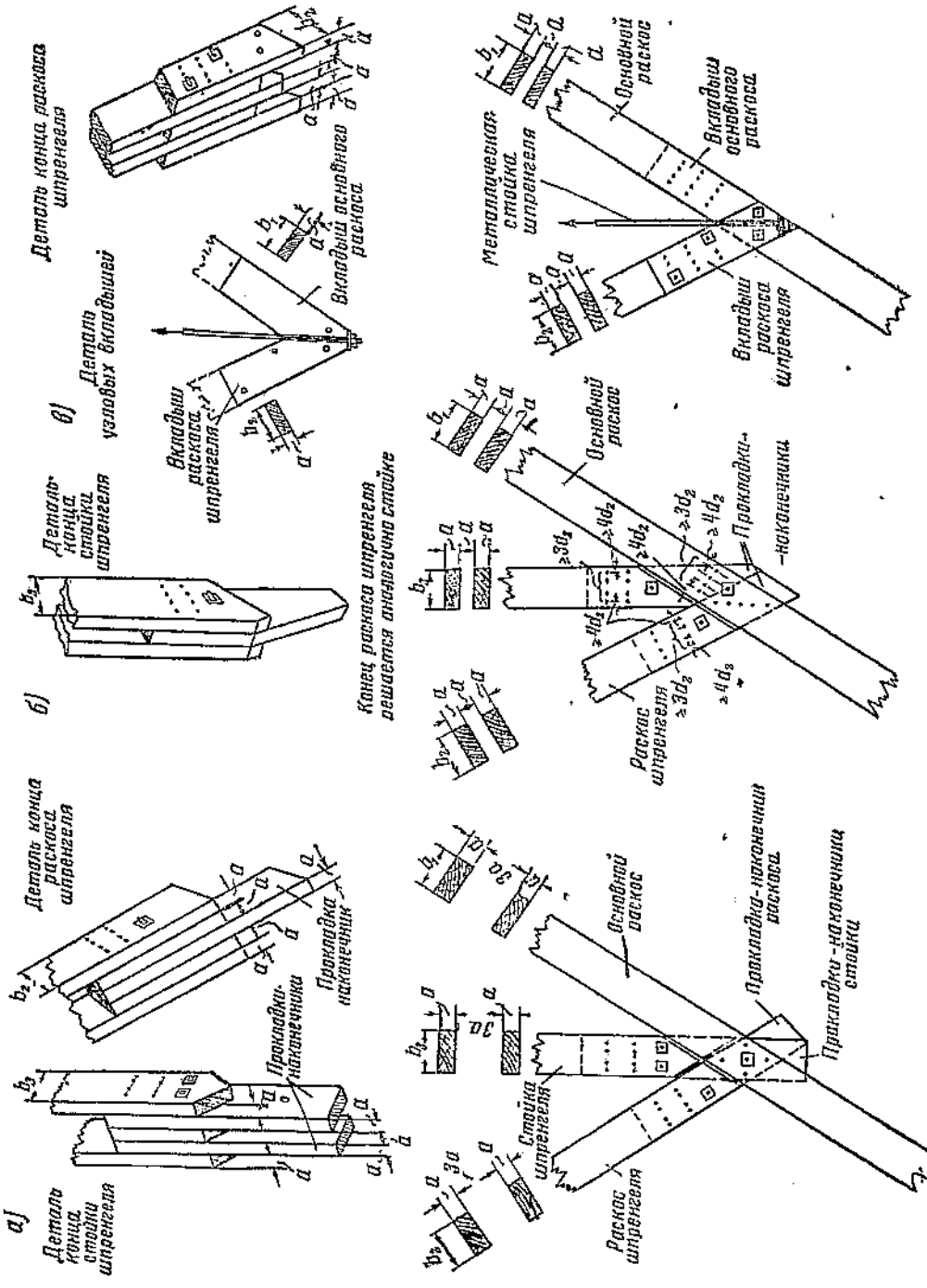


Рис. 222. Варианты конструкции узла шпренгельной решетки

рованным войлоком со стороны чердака. При помощи накладок *а* стойки нагрузка от потолка через пояс частично передается и на раскосы.

На рис. 222, *б* изображена подвеска потолка к нижнему поясу при помощи бобышек и болтов; прогоны в этом случае располагаются параллельно нижнему поясу фермы.

7. Особенности расчета сегментных ферм

Отличительной особенностью сегментных ферм является верхний пояс, представляющий собой многопролетный неразрезной криволинейный брус, воспринимающий помимо осевых усилий изгибающие моменты. Весьма сложная картина работы составного, на податливых соединениях (гвоздях) верхнего пояса со сплошными прокладками, прерывающимися в узлах, еще более осложняется наличием в нем моментов от эксцентричного прикрепления решетки и, наконец, в известной степени различной осадкой узлов (являющихся опорами неразрезного верхнего пояса) вследствие деформаций—прогиба всей фермы под нагрузкой.

Точный метод расчета верхнего пояса[1], представляющий чрезвычайно сложную задачу, был бы мало пригоден для практического применения. Поэтому

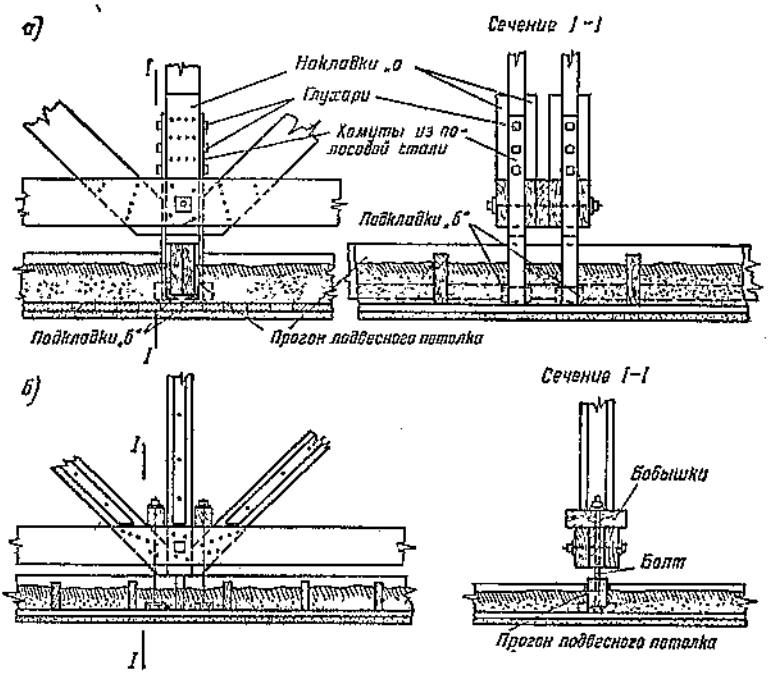


Рис. 223. Детали крепления подвесного потолка к узлам нижнего пояса сегментной фермы

в практике проектирования сегментных ферм расчет верхнего пояса производится приближенными методами, которые более или менее верно отражают действительный характер работы верхнего пояса и, как показывают неоднократные испытания, обеспечивают достаточную надежность ферм, рассчитанных этими методами.

По одному из приближенных методов (ранее принятому Промстройпроектом, см. [10] и [51]), верхний пояс в плоскости фермы рассчитывался как один из средних пролетов многопролетной неразрезной балки с равными, одинаково нагруженными пролетами.

Расчетная панель рассматривалась как балка, заделанная двумя концами, исходя из чего определялись расчетные, опорные и пролетные моменты от эксцентричного приложения сжимающих усилий и местной нагрузки в панели (рис. 224, *а*). Тот же метод с достаточным основанием применялся и для панелей, не воспринимавших местной нагрузки (например подфонарных), так как кривизна верхнего пояса предопределяла направление всегда односторонней деформации (рис. 224, *б*) и тем самым обусловливала работу каждой из панелей в соответствии с указанной выше предпосылкой—как балки, заделанной концами. Ни осадка опор-узлов, ни моменты от эксцентричного прикрепления решетки этим методом расчета не учитывались.

---

[1] Как составной части многократно статически неопределимой системы, в которой следует учесть также и неразрезность нижнего пояса.

Другим приближенным методом, в свое время рекомендованным в примере расчета ТУ и Н 1931 г. и получившим широкое распространение, неразрезность верхнего пояса вовсе не учитывалась. Последний рассматривался как брус, имеющий шарниры в узлах, в соответствии с чем его свободная длина при расчете на продольный изгиб принималась равной длине панели, а на поперечный изгиб пояс рассчитывался как балка, свободно лежащая на двух опорах.

Моментами от эксцентричного прикрепления решетки в этом случае также пренебрегали.

В обоих методах расчета делалась попытка учесть податливость гвоздевых сопряжений в составном сечении верхнего пояса путем уменьшения момента сопротивления—делением его на условный коэфициент 1,1 $\kappa_{сдв}$, где $\kappa_{сдв}$—коэфициент, величина которого давалась ТУ и Н 1931 г. в зависимости от числа швов сдвига.

Давая оценку этим методам расчета, следует прежде всего указать, что оба они недостаточно оценивают влияние податливости сопряжений. Первый из них, основанный на

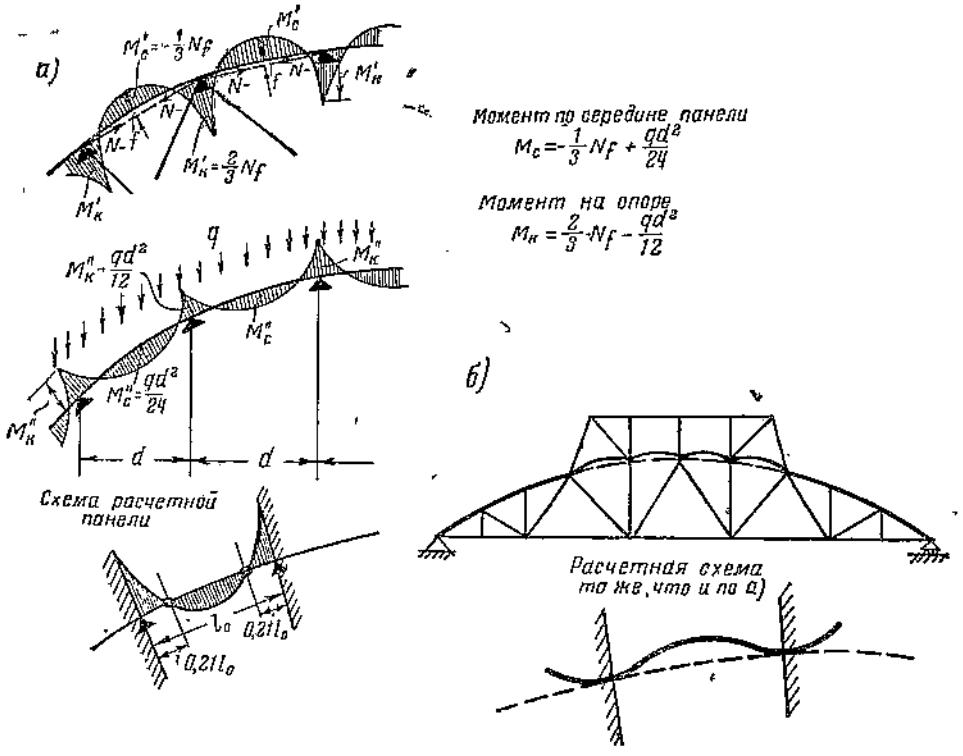


Рис. 224. Схема работы верхнего пояса, как многопролетного неразрезного бруса

стремлении более верно отразить характер действительной работы верхнего пояса, учитывая его неразрезность, не принимает во внимание ряда других факторов, существенно влияющих на распределение в нем моментов, как-то: переменную жесткость сечения и моменты от узловых эксцентриситетов. Если верхний пояс и не отвечает по своей конструкции шарнирной схеме, то не отвечает действительности также и учет опорных моментов в поясе в предположении постоянства его сечения. В действительности жесткость пояса на опорах резко снижается в связи с обрывом там сплошных прокладок. Это существенно уменьшает величину опорных моментов. Кроме того, расчет пояса на опорный момент, отвечающий постоянству сечения и полной заделке, предполагает полное восприятие гвоздями сдвигающей силы на соответствующем, относительно небольшом, приузловом участке пояса. Между тем, в пределах узла для этого можно располагать только вертикальными гвоздями [1], но даже и их размещение здесь затрудняется учащенной расстановкой узловых горизонтальных гвоздей. В результате гвоздевой забой в зоне узла, если даже не учитывать податливости сопряжений, оказывается все же недостаточным для восприятия упомянутого выше сдвигающего усилия. В итоге верхний пояс работает по какой-то промежуточной схеме между неразрезной и шарнирной.

[1] В связи с отсутствием здесь сплошных прокладок и недопустимостью учета одновременной работы узловых горизонтальных гвоздей на передачу усилий, в решетке и на сдвигающие усилия в поясе.

Сравнительные исследования методов расчета верхнего пояса без учета и с учетом неразрезности как верхнего, так и нижнего поясов, произведенные проф. Н.Д. Жудиным[1], привели к выводу о наличии относительно небольшой разницы в величине напряжений, получаемых по этим методам в верхнем поясе, и позволили автору этих исследований высказать суждение о полной допустимости расчета верхнего пояса без учета неразрезности и о ненужности введения в практику проектирующих организаций более сложных методов расчета.

В методе расчета, рекомендуемом «Инструкцией по проектированию деревянных конструкций»[2], рекомендуется рассчитывать верхний пояс сегментных ферм как разрезной в предположении наличия в узлах шарниров, приближенно учитывая податливость связей (применительно к § 89 и 92 Н и ТУ), как в со-

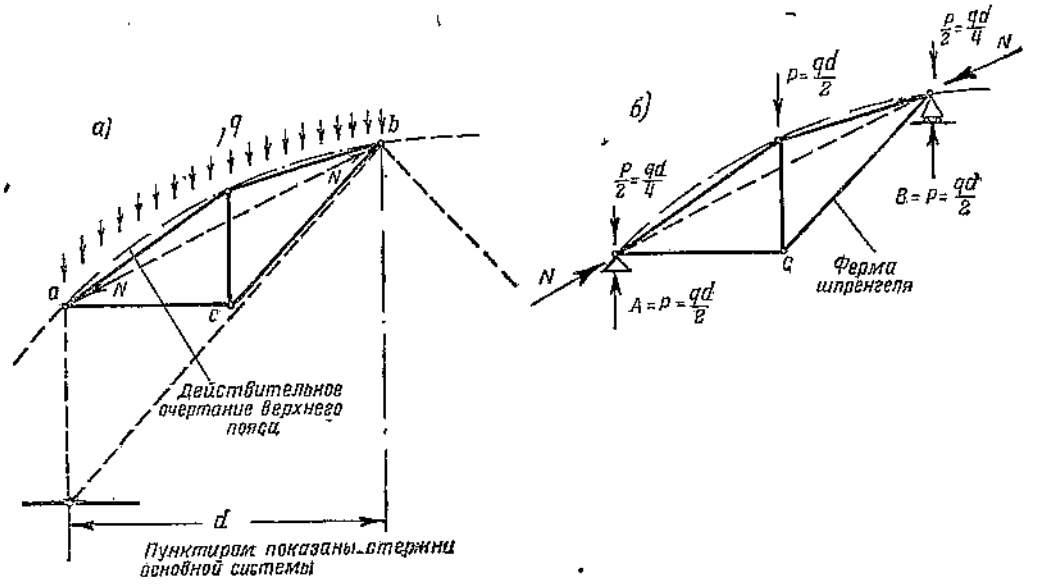


Рис. 225

ставных балках, путем умножения момента инерции J и момента сопротивления W на коэфициенты, меньшие единицы (см. ниже рис. 227):

$$J=0{,}7\,(J_0+0{,}5J_{np}); \qquad (1-33)$$

$$W=0{,}8\,\frac{2\,(J_0+0{,}5J_{np})}{h}, \qquad (2-33)$$

где J_0 —момент инерции сечения (брутто) основных ветвей пояса без учета прокладок;

J_{np} —момент инерции сечения (брутто) сплошных прокладок;

h—высота сечения верхнего пояса.

Следует отметить, что значение момента инерции верхнего пояса $(J_0+0{,}5\,J_{np})$ в формулах (1—33) и (2—33), определяемое применительно к § 26 Н и ТУ, как для составных стержней, часть ветвей которых не оперта в узлах, неправильно отражает истинный характер работы верхнего пояса: жесткость основных составных ветвей пояса на гвоздях (которая фактически значительно меньше жесткости монолитного элемента того же сечения) учитывается с большим преувеличением, а роль жестких цельных прокладок недооценивается.

При этих предпосылках расчет верхнего пояса по «Инструкции» сводится к следующему. Нормальные осевые усилия N в верхнем поясе определяются обычными методами (при помощи диаграммы Кремоны, способом Риттера и т. п.) для фермы, в которой криволинейные участки верхнего пояса между узлами заменены условно прямыми стержнями, соединяющими центры узлов.

[1] См. [50].
[2] См. [2].

Расчет сегментных ферм со сложной шпренгельной решеткой производится по общим правилам расчета таких систем[1], согласно которому в основной системе фермочка, образованная верхним поясом и элементами шпренгеля (рис. 225, *а*), заменяется одним прямым стержнем *а—б*.

Усилия в стержнях этой основной системы определяются обычным путем, после чего находят усилия в стержнях шпренгельной фермочки, находящейся в равновесии под действием местной нагрузки, опорных реакций от нее в узлах и нормального усилия, полученного в заменявшем фермочку условном прямом стержне (рис. 225, *б*). Как и при расчете сегментных ферм с простой решеткой, криволинейные участки верхнего пояса в шпренгельной фермочке тоже заменяются прямыми стержнями и уже после определения усилий в последних рассчитываются в соответствии с изложенным ниже. На участке *с—b* усилие в раскосе шпренгеля суммируется с усилием в основном раскосе.

Напряжение в верхнем поясе при расчете его по «Инструкции» в плоскости фермы определяется по формуле:

$$\sigma_c = \frac{N}{F} + \frac{M}{W\xi} \leqslant [\sigma_c], \qquad (3-33)$$

где N—нормальная сила в верхнем поясе (рис. 226), определяемая, как указано выше;

M—расчетный момент по середине панели верхнего пояса, представляющий разность моментов от эксцентричного приложения усилия и внешней нагрузки[2]:

$$M = -Nf + M_0. \qquad (4-33)$$

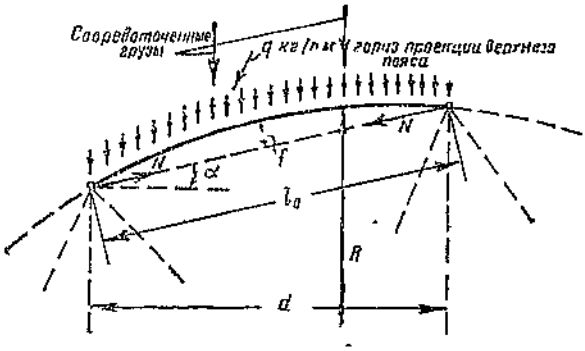


Рис. 226

В последней формуле $f = \frac{l_0^2}{8R}$ — стрела дуги рассчитываемой панели верхнего пояса (рис. 226), причем радиус кривизны $R = \frac{l^2}{8h} + \frac{h}{2}$; l—расчетный пролет; h—высота фермы; M_0—момент от местной поперечной нагрузки в панели, определяемый как для простой балки.

При нагрузке, равномерно распределенной по верхнему поясу (например, в покрытиях типа деревоплиты и т. п.[3]), и обозначениях согласно рис. 226

$$M_0 = \frac{qd^2}{8}, \qquad (5-33)$$

где q—вертикальная нагрузка на единицу длины горизонтальной проекции верхнего пояса;

d—длина горизонтальной проекции панели верхнего пояса.

При нагрузке верхнего пояса сосредоточенными грузами от прогонов кровли значения M_0 определяются аналогичным образом. Значения M_0 для наиболее употребительных схем расположения прогонов можно найти в справочниках[4].

В тех случаях, когда местная нагрузка панели верхнего пояса отсутствует, расчетный момент $M = -Nf$.

Моменты, возникающие от эксцентричного прикрепления решетки в узлах, при расчете верхнего пояса сегментной фермы согласно «Инструкции» не учитываются.

В соответствии со сказанными выше величина W определяется по формуле (2—33), а величина F—по формуле:

$$F = F_0, \qquad (6-33)$$

где F_0—площадь сечения (брутто) основных ветвей пояса, без учета прокладок (см. ниже рис. 227).

---

[1] См. например [172].

[2] В формулу (3—33) подставляется абсолютное значение момента M.

[3] Расчет на равномерно распределенную нагрузку можно вести и в тех случаях, когда в панели располагается более четырех прогонов кровли.

[4] См. например [170].

Коэфициент ξ определяется по обычной формуле:

$$\xi = 1 - \frac{\lambda^2}{3100} \frac{\sigma_c}{[\sigma_c]}, \qquad (7-33)$$

где $\sigma_c = \frac{N}{F}$ — фактическое напряжение сжатия;

$[\sigma_c]$ — допускаемое напряжение на сжатие, которое следует умножать на коэфициент $k_{см}$ согласно табл. 4 § 12 Н и ТУ (см. § 14 «Е» ч. I. курса), учитывающий снижение допускаемого напряжения в гнутых элементах[1]; $\lambda = \lambda_0 = \frac{l_0}{r}$, так как при сплошных прокладках $\lambda_1 = 0$, а $\mu_0 = 1$, в связи с тем, что податливость связей учтена коэфициентом 0,7 при определении J; расчетная длина l_0 равна полной длине панели верхнего пояса (рис. 226), а радиус инерции

$$r = \sqrt{\frac{J}{F}} = \sqrt{\frac{0{,}7(J_0 + 0{,}5J_{нр})}{F_0}}. \qquad (8-33)$$

В тех случаях, когда напряжение от изгиба $\frac{M}{W}$ составляет не более 10% от напряжения сжатия $\frac{N}{F}$, верхний пояс рассчитывается на устойчивость по формуле:

$$\frac{N}{F\varphi} \leqslant [\sigma_c], \qquad (9-33)$$

где φ определяется на основании полученного выше значения λ, как указано в § 42 ч. I курса (согласно § 19 Н и ТУ[2] или § 20 «Указаний»[3]).

Количество гвоздей в верхнем поясе, необходимое для восприятия сил сдвига, при расчете его в плоскости фермы определяется по «Инструкции» следующим образом.

Сила сдвига на длине всей панели:

$$T_0^{l_0} = 2\frac{1{,}2MS_{бр}}{\xi(J_0 + 0{,}5J_{нр})}; \qquad (10-33)$$

здесь $S_{бр}$ — статический момент части составного сечения пояса, сдвигающейся по данному шву, относительно нейтральной оси $O-O$; например $S_{бр}$ части сечения, заштрихованной на рис. 227, $а$, — при сдвиге по шву $1-1$ и части сечения, заштрихованной на рис. 227, $б$, — при сдвиге по шву $2-2$; остальные величины имеют значения, указанные выше.

Сила сдвига $T_0^{l_0}$ в общем случае воспринимается «вертикальными» и «горизонтальными» гвоздями, количество которых определяется по формуле:

$$n_i'[T_i]' + n_i''[T_i]'' \geqslant T_0^{l_0}, \qquad (11-33)$$

где n_i' и $[T_i]'$ — количество «срезов» вертикальных гвоздей на всей длине панели и допускаемое усилие на один «срез» этих гвоздей;

n_i'' и $[T_i]''$ — то же для горизонтальных гвоздей.

В тех случаях, когда прокладки не перекрывают всех брусков сечения по высоте, по крайним швам (например по шву $1-1$ сечения на рис. 227) силы сдвига могут быть восприняты только вертикальными гвоздями.

---

[1] В обычных случаях в сегментных фермах $k_{см}=1$.

[2] См. [4].

[3] См. [5].

Количество $n_в$ вертикальных гвоздей на 1 *м* верхнего пояса в каждом горизонтальном шве его во всех случаях должно удовлетворять условию (согласно § 23 Н и ТУ):

$$n_в \geqslant \frac{b}{5d_в^2}, \qquad (12-33)$$

где $b = \Sigma a$ — ширина ветвей верхнего пояса по соответствующему шву (рис. 227) в *см*;

$d_в$ — диаметр вертикальных гвоздей.

Минимальное количество горизонтальных гвоздей, проходящих через прокладку и расставляемых в один ряд[1] в каждом из брусков, перекрываемых прокладкой, определяется условием, чтобы расстояние между горизонтальными гвоздями не было более 30 $d_в$.

В тех случаях, когда возможен продольный изгиб верхнего пояса из плоскости фермы (например, в подфонарных панелях, в фермах с надстройкой и т. п.), представляется целесообразным сначала рассчитывать пояс на продольный изгиб из плоскости фермы (как указано ниже). Установив количество горизонтальных гвоздей, необходимое для обеспечения работы пояса в этом направлении, можно определить, исходя из максимального предельно допустимого количества их, ту остающуюся часть горизонтальных гвоздей, которая может быть использована совместно с вертикальными гвоздями при расчете пояса в плоскости фермы.

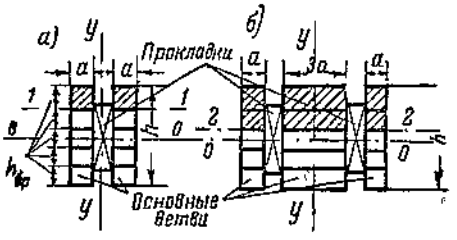


Рис. 227

Рекомендуемые размеры вертикальных гвоздей и расположение их в различных типах сечений верхнего пояса приведены в табл. 18[2]; в отношении горизонтальных гвоздей можно руководствоваться табл. 17.

Расчет верхнего пояса на продольный изгиб из плоскости фермы производится в точном соответствии с правилами Н и ТУ.

Устойчивость пояса проверяется по формуле (9—33) без учета влияния изгибающих моментов, действующих в плоскости фермы[3]. При этом коэфициент φ определяется в соответствии с приведенной гибкостью λ, которая (учитывая, что $\lambda_1 = 0$ благодаря наличию сплошных прокладок) находится по формуле:

$$\lambda = \mu_в \lambda_0. \qquad (13-33)$$

Коэфициент приведения гибкости $\mu_в$, учитывающий податливость связей, определяется согласно указаниям § 6.

Расчетная длина верхнего пояса l_0 при продольном изгибе из плоскости фермы принимается равной расстоянию между связями и может составить длину одной, двух[4] и более панелей фермы (рис. 228). При определении $\mu_в$ расчетное количество «срезов» горизонтальных гвоздей—$n_в$—в одном вертикальном шве на 1 *м* верхнего пояса (среднее из значений его для отдельных швов) за вычетом горизонтальных гвоздей, уже использованных в узлах, не должно быть меньше «конструктивного минимума» горизонтальных гвоздей по Н и ТУ и не должно превосходить максимального количества гвоздей, допустимого по условиям их размещения.

---

[1] В отдельных случаях, когда потребуется значительное количество горизонтальных гвоздей, не исключается возможность расстановки их в два ряда по высоте брусков, если это окажется возможным по Н и ТУ при данном диаметре гвоздей и высоте брусков.

[2] Составлена автором.

[3] В противоположность тому, что рекомендовалось ТУ и Н 1931 г. (в примере расчета сегментной фермы), а также Промстройпроектом; см. [40] и [51].

[4] Случай, наиболее часто встречающийся на практике.

Гибкость верхнего пояса относительно оси y—y, подставляемая в формулу (13—33), равняется:

$$\lambda_0 = \frac{l_0}{\sqrt{\frac{J_{бр}}{F_{бр}}}}, \qquad (14-33)$$

где $J_{бр}$—момент инерции (брутто) поперечного сечения верхнего пояса относительно оси y—y определяется: а) с учетом как основных ветвей, так и сплошных прокладок, если последние непрерывны между точками закрепления пояса связями (т. е. если связи поставлены в каждом узле); б) без учета сплошных прокладок, если последние прерываются на протяжении свободной длины пояса (например, в незакрепленном связями узле—при постановке связей через узел);

$F_{бр} = F_0$— площадь поперечного сечения (брутто) основных ветвей верхнего пояса, во всех случаях—без учета прокладок.

При расчете на устойчивость из плоскости фермы сечений верхнего пояса с прокладками, перекрывающими только часть брусков по высоте (например рис. 227), следует иметь в виду, что крайние верхние и нижние бруски не могут быть скреплены горизонтальными гвоздями, которые сосредоточиваются в трех средних брусках, хотя количество их и определяется из условия обеспечения от сдвига всех брусков. Поэтому крайние бруски должны быть скреплены со средней частью сечения надлежащим (эквивалентным) количеством вертикальных гвоздей, суммируемых с вертикальными гвоздями, необходимыми для восприятия сдвигающей силы при расчете пояса в плоскости фермы.

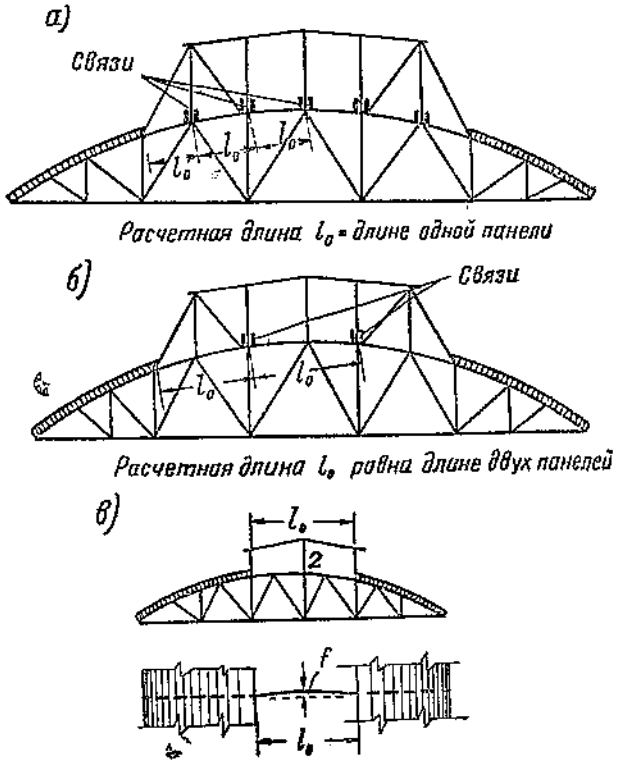


Рис. 228. Расчетные длины l_0 верхнего пояса при поверке пояса из плоскости фермы

(при поверке устойчивости верхнего пояса из плоскости системы в дефектной ферме согласно рис. 228, в, в которой при установке по постановке связей в узле 2, свободная длина l_0 равна длине четырех панелей)

Изложенный метод расчета верхнего пояса сегментных ферм согласно «Инструкции» иллюстрируется примером.

Пример 1 расчета верхнего пояса сегментной фермы с фонарем верхнего света, схематически изображенной на рис. 229.

Дано: Сжимающее усилие в расчетных (первой $a-b$ и второй $b-c$) подфонарных панелях $N = 16\,300$ *кг*; $l_{ab} = 2{,}68$ *м*, $l_{bc} = 2{,}57$ *м*; стрелка кривой по середине панели $a-b$ $f = 4{,}6$ *см*; материал—воздушно-сухая сосна I сорта; $[\sigma_c] = 100$ *кг/см*^{2}.

Принимаем сечение пояса согласно рис. 230.

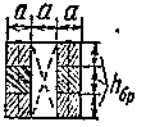
Поверка устойчивости из плоскости фермы (относительно оси y—y)

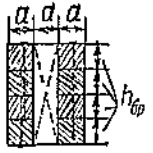
Площадь сечения $F = 18 \cdot 30 = 540$ *см*^{2};

$$J_y = 3 \cdot \frac{30 \times 6^3}{12} + 2 \cdot 6 \cdot 30 \cdot 12^2 = 53\,460 \text{ см}^4 \text{ (без учета прокладок)};$$

$$r_y = \sqrt{\frac{53\,460}{540}} = 9{,}95 \text{ см}; \quad l_0 = l_{ab} + l_{bc} = 2{,}68 + 2{,}58 = 5{,}26 \text{ м}.$$

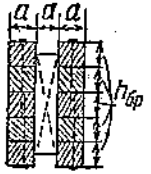
Таблица 18

Тип сечения	Размеры брусков в поясе		Размеры вертикальных гвоздей		Возможное колич. рядов верт. гвоздей в одной ветви	Примечание
	a в см	$h_{бр}$ в см	диаметр d_t в мм	длина l_t в мм		
	4	4	4,0; 4,5 4,5; 5,0	110 125	1 1	Хотя при $l_t = 110$ мм защемление конца гвоздя в крайнем бруске $a_{кр} > 4\,d_t$, все же для надежного закрепления нижнего бруска лучше применять гвозди $l_t = 125$ мм
	5	4	4,0; 4,5 4,5 5,0	110 125 125	2 2 1	$d = 4{,}0$ мм — при прямой расстановке $d = 4{,}5$ мм — при шахматной
	5	5	4,5 5,0; 5,5	150	2 1	$d = 4{,}5$ мм — при шахматной расстановке
	6	5	4,5; 5,0; 5,5	150	2	$d = 4{,}5$ мм и $d = 5{,}0$ мм — при прямой расстановке; $d = 5{,}5$ мм — при шахматной
	6	6	5,0; 5,5	175	2	$d = 5{,}0$ мм — при прямой расстановке $d = 5{,}5$ мм — при шахматной
	4	4	4,0; 4,5 4,5; 5,0 *4,5; 5,0*	110 125 *150*	1 1 1	1) Хотя при $l_t = 110$ мм защемление конца гвоздя в третьем бруске $a_{кр} > 4\,d_t$, все же оно получается небольшим, и учитывая, что он обслуживает средний шов, лучше применять гвозди $l_t = 125$ мм



5	4	4,0; 4,5 4,5 5,0 4,5 5,0	110 125 125 *150* *150*	2 2 1 2 1
5	5	4,5 5,0; 5,5 *5,5; 6,0*	150 *200*	2 1 1
6	5	4,5; 5,0; 5,5 *5,5* *6,0*	150 *200* *200*	2 2 1
6	6	5,0; 5,5	175	2

2) При $h_{бр}=4$ *см* и гвоздях $d=4{,}5$ *мм* и $d=5{,}0$ *мм* и $l_1=150$ *мм*, а также при $h_{бр}=5$ *см* и гвоздях $d=5{,}5$ *мм* и $d=6{,}0$ *мм* и $l_1=200$ *мм* возможна прошивка *одним* гвоздем *всего* пакета, что дает упрощение с конструктивной стороны и устраняет недостаток этого типа сечения, имеющий место при всех остальных размерах,—*невозможность встречной забивки* гвоздей



4	4	4,0; 4,5 4,5; 5,0 4,5; 5,0	*110* 125 150	1 1 1
5	4	4,0; 4,5 4,5 5,0 4,5 5,0 *5,5; 6,0*	*110* 125 125 150 150 *200*	2 2 1 2 1 1
5	5	4,5 5,0; 5,5 5,5; 6,0	150 150 200	2 1 1
6	5	4,5; 5,0; 5,5 5,5 6,0	150 200 200	2 2 1
6	6	5,0; 5,5	175	2

1) См. примечание 1 к предыдущему типу сечения

2) При $h_{бр}=4$ *см* и $l_1=110$ *мм* возможна* *встречная* забивка гвоздей; при *всех остальных* $h_{бр}$ и размерах гвоздей *встречная забивка невозможна*

3) При $h_{бр}=4$ *см* и гвоздях $d=5{,}5$ *мм* и $d=6{,}0$ *мм* и $l_1=200$ *мм* возможна прошивка *одним* гвоздем *всего* пакета

* С взаимным заходом гвоздей на длину $\leqslant \frac{h_{бр}}{3}$ (см. выше рис. 221).

Горизонтальные гвозди $d_г$=5,5 *мм*; $l_г$=175 *мм* располагаются в трех средних брусках пояса в пяти рядах с шагом 20 *см* (рис. 230). При этом во вторых сверху и снизу брусках гвозди размещены в два ряда, так как на горизонтальные гвозди в этих брусках приходится несколько большее усилие, чем в средних брусках, за счет сдвигающей силы, не воспринятой непосредственно в крайних (верхнем и нижнем) брусках отсутствующими в них горизонтальными гвоздями.

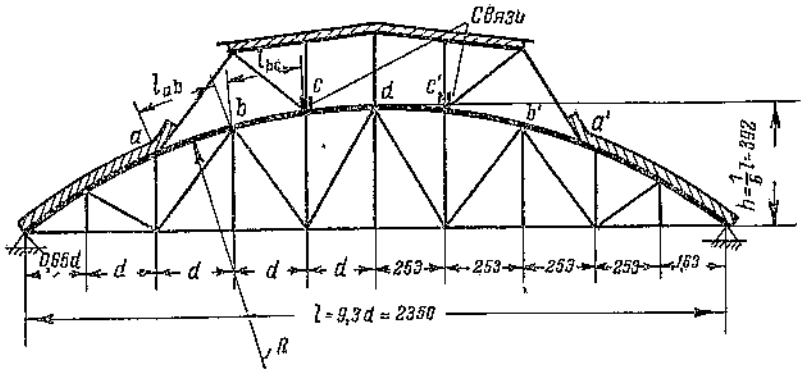


Рис. 229. Схематический чертеж сегментной фермы с фонарем верхнего света

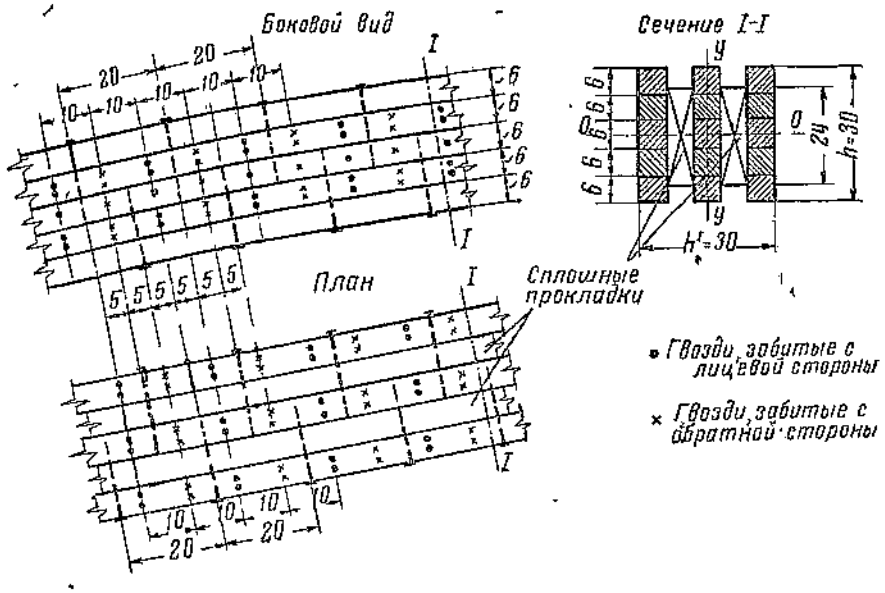


Рис. 230. Конструкция верхнего пояса

При определении μ_0 имеем:

$$k_c = 0{,}5;\ h = h' = 30\ см;\ n_{ш} = 6^*;$$

$$[n_i] = \frac{b}{5d_i^2} = \frac{h}{5d_i^2} = \frac{30}{5 \cdot 0{,}55^2} = 20 < 25$$ «срезов» на 1 *м*, так как расчетное количество гвоздей принято $n_г = 5 \cdot 5 = 25$ «срезов» на 1 *пог. м*;

$$\mu_0 = \sqrt[0]{1 + k_c \frac{h n_ш [n_i]}{l_0^2 n_г}} = \sqrt[0]{1 + 0{,}5 \frac{30 \cdot 6 \cdot 20}{5{,}26^2 \cdot 25}} = 1{,}90;$$

* Число швов принято 6 вместо 4 ввиду того, что крайние бруски сечения не прикреплены непосредственно к прокладке, а прикреплены к ней через смежные бруски; неучет при этом неравенства площадей сдвигающихся частей сечения по отдельным швам (наличие только двух крайних брусков против трех средних) на точности расчета почти не сказывается.

$$\lambda_0 = \frac{l_0}{r_y} = \frac{526}{9{,}95} \approx 53; \quad \text{при } \lambda_1 = 0 \text{ имеем:}$$

$$\lambda = \mu_0 \lambda_0 = 1{,}90 \cdot 53 = 101 < 130 \text{ (см. выше табл. 10);}$$

при $\lambda = 101 > 75$ имеем: $\varphi = \frac{3\,100}{\lambda^2} = \frac{3\,100}{101^2} = 0{,}304$ (или по графику рис. 161 ч. I курса):

$$\sigma_c = \frac{N}{F\varphi} = \frac{16\,300}{540 \cdot 0{,}304} \approx 99 < 100 \text{ кг/см}^2.$$

Так как крайние верхние и нижние бруски непосредственно не скрепляются горизонтальными гвоздями, необходимо прикрепление их к средним частям сечения, что вполне обеспечивается вертикальным гвоздевым забоем (см. ниже).

Расчет верхнего пояса на сжатие с изгибом в плоскости фермы (относительно оси *0—0*)

$$F = F_0 = 540 \text{ см}^2;$$

$$J = 0{,}7\,(J_0 + 0{,}5 J_{пр}) = 0{,}7\left(\frac{18 \cdot 30^3}{12} + 0{,}5\frac{12 \cdot 24^3}{12}\right) = 0{,}7 \cdot 47\,420 = 33\,200 \text{ см}^4;$$

$$W = 0{,}8\,(J_0 + 0{,}5\, J_{пр}) \cdot \frac{2}{h} = 0{,}8 \cdot 47\,420\,\frac{2}{30} = 2\,530 \text{ см}^3.$$

Статический момент части сечения, лежащей выше шва $I - I$:

$$S'_{бр} = 18 \cdot 6 \cdot 12 = 1\,296 \text{ см}^3.$$

То же выше шва $II - II$: $S''_{бр} = 18 \cdot 12 \cdot 9 = 1\,944 \text{ см}^3$.

$r_0 = \sqrt{\frac{J}{F}} = \sqrt{\frac{33\,200}{540}} = 7{,}85$ *см*; свободная длина в плоскости фермы $l_0 = l_{ab} = 2{,}68$ *м*;

при $\lambda_1 = 0$ имеем:

$$\lambda = \lambda_0 = \frac{l_0}{r_0} = \frac{268}{7{,}85} = 34{,}2 < 130;$$

$$\sigma_c = \frac{N}{F} = \frac{16\,300}{540} = 30{,}2 \text{ кг/см}^2;$$

$$\xi = 1 - \frac{\lambda^2}{3\,100}\frac{\sigma_c}{[\sigma_c]} = 1 - \frac{34{,}2^2}{3\,100} \cdot \frac{30{,}2}{100} = 0{,}886.$$

При отсутствии местной нагрузки расчетный момент (абсолютное значение)

$$M = Nf = 16\,300 \cdot 4{,}6 = 75\,000 \text{ кгсм},$$

$$\sigma_c = \frac{N}{F} + \frac{M}{W\xi} = \frac{16\,300}{540} + \frac{75\,000}{2\,530 \cdot 0{,}886} = 30{,}2 + 33{,}4 = 63{,}6 < 100 \text{ кг/см}^2.$$

Расчет гвоздевого забоя

Вертикальные гвозди назначаем того же размера, что и горизонтальные: $d_г = 5{,}5$ *мм*, $l_г = 175$ *мм*.

Расчетное допускаемое усилие на один «срез»[1] как вертикальных, так и горизонтальных гвоздей

$$[T_г] = 77{,}7 \approx 78 \text{ кг}.$$

Сдвигающая сила на 1 *пог. м* шва $I—I$:

$$T' = 2\frac{1{,}2MS'_{бр}}{\xi\,(J_0 + 0{,}5J_{пр})l_0} = 2 \cdot \frac{1{,}2 \cdot 75\,000 \cdot 1\,296}{0{,}886 \cdot 47\,420 \cdot 2{,}68} = 2\,070 \text{ кг}.$$

То же шва $II—II$:

$$T'' = T'\frac{S''_{бр}}{S'_{бр}} = 2\,070\,\frac{1\,944}{1\,296} = 3\,100 \text{ кг}.$$

Согласно табл. 18 встречная забивка вертикальных гвоздей здесь исключена. Принимаем забивку гвоздей сверху и снизу в шахмат, в каждой ветви в два ряда

[1] Подробнее см. § 57 Д ч. I курса.

с шагом 20 *см* (минимальное расстояние вдоль волокон между гвоздями одного ряда, забиваемыми с одной стороны, $2 \cdot 15d_1 = 2 \cdot 15 \cdot 0{,}55 = 16{,}50 < 20$ *см*),

что дает $\frac{2 \cdot 3}{0{,}20} = 30$ «срезов» на 1 *пог. м* (рис. 230).

Потребное число «срезов» гвоздей по шву *I—I*, по которому сдвигающая сила может быть воспринята только вертикальными гвоздями:

$$n_{\text{в}}^{\text{I}} = \frac{T'_{\text{I}}}{[T_1]} = \frac{2\,070}{78} = 26{,}6 < 30 \text{ «срезов» на 1 } пог.\ м.$$

По шву *II—II* вертикальными гвоздями может быть воспринята сдвигающая сила $T''_{\text{в}} = 30 \cdot 78 = 2\,340$ *кг*.

Потребное число «срезов» горизонтальных гвоздей в шве *II—II*:

$$n_{\text{гор}}^{\text{II}} = \frac{T'' - T''_{\text{в}}}{78} = \frac{3\,100 - 2\,340}{78} \approx 9{,}7 \text{ срезов на 1 } пог.\ м.$$

Потребное число горизонтальных гвоздей в каждом бруске (при трех ветвях) равно:

$$\frac{9{,}7}{3} = 3{,}2 < 10 \text{ гвоздей на 1 } пог.\ м \text{ (рис. 230).}$$

Таким образом окончательно получим число гвоздей $d_1 = 5{,}5$ *мм*, $l_1 = 175$ *мм*, забиваемых на 1 *м* верхнего пояса:

а) вертикальных по 30 шт. сверху и снизу, итого $30 \cdot 2 = 60$ шт.

б) горизонтальных по 25 шт. с каждой стороны пояса, итого $25 \cdot 2 = 50$ шт.

Всего 110 шт.

*«Указаниями по проектированию и применению деревянных конструкций в условиях военного времени»[1] рекомендуется приближенный метод расчета[2], отличие которого от изложенного выше вызвано стремлением более правильно, чем в «Инструкции», отразить действительный характер работы верхнего пояса на изгиб в плоскости фермы.

Рассматриваемый метод расчета исходит из следующих предпосылок[3]:

1) в основных ветвях верхнего пояса, представляющего собой короткий многослойный составной элемент, благодаря малой величине сдвигов в швах «вертикальные» гвозди работают с большим недонапряжением; момент инерции и момент сопротивления основных ветвей существенно снижаются по сравнению с монолитным сечением;

2) преобладающую роль в обеспечении жесткости верхнего пояса играют жесткие прокладки, воспринимающие основную часть изгибающего момента, в связи с чем основное значение приобретают горизонтальные гвозди, служащие для прикрепления основных ветвей к прокладкам и работающие в этом случае в направлении, нормальном к оси пояса, тогда как расчет согласно «Инструкции» производится в предположении работы (а следовательно и деформации) этих гвоздей вдоль пояса.

Кроме того в расчете предположено, что вне пределов прокладок пояс работает как пакет не скрепленных между собой брусков, причем в пределах узлов жесткость его несколько повышается благодаря прикреплению к элементам решетки.

Расчетная длина пояса принимается $l = 0{,}9\ l_0$ (рис. 231, *а*, *б*), чем учитывается его неразрезность, в предположении, что нулевая точка изгибающих моментов лежит между смежными крайними рядами гвоздей в прокладках и элементах решетки (рис. 231, *в*); при этом полный изгибающий момент в середине панели пояса будет равен $M' = 0{,}9^2\ M = 0{,}81\ M$, где M имеет значение, указанное выше (4—33).

Распределение изгибающего момента в панели принято примерно пропорциональным собственным моментам инерции брусков и прокладок.

---

[1] См. [5].

[2] Предложен канд. техн. наук Писчиковым В. Г.

[3] Подробнее см. [55].

В соответствии с изложенным рассчитываются:

а) основные ветви (бруски) верхнего пояса по формуле:

$$\frac{N}{F}+0{,}25\,\frac{M}{\xi W_б}\leqslant[\sigma_с]; \qquad (15-33)$$

б) прокладки по формуле:

$$0{,}6\,\frac{M}{\xi W_{пр}}\leqslant[\sigma_и], \qquad (16-33)$$

где N, M и F — имеют те же значения, что и в формулах (3—33), (4—33) и (6—33);

ξ — определяется по формуле (7—33), в которой

$\lambda=0{,}9\,\frac{l_0}{\sqrt{\frac{J_б+J_{пр}}{F}}}$, а остальные обозначения те же, что и выше.

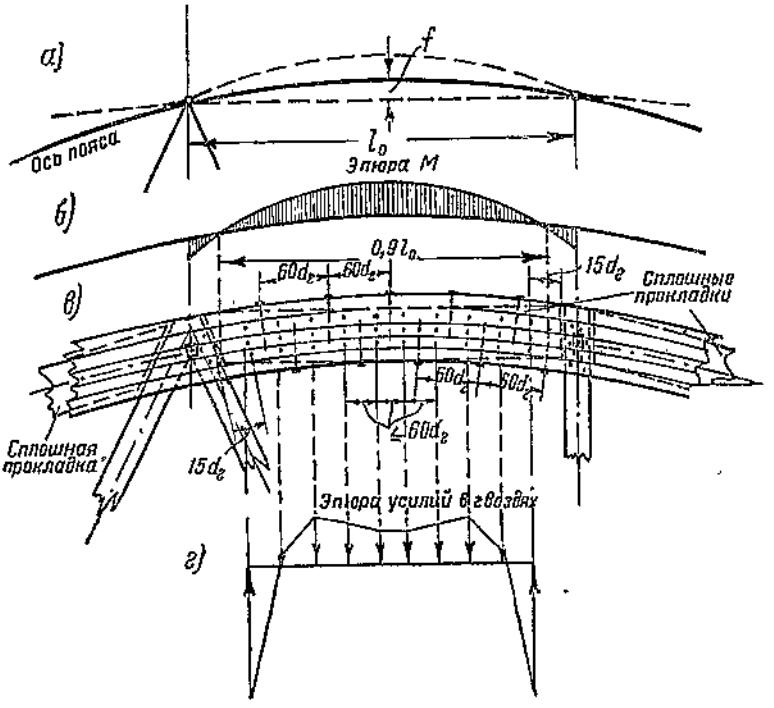


Рис. 231

В этих формулах: $W_б$ и $J_б$ — момент сопротивления и соответственно момент инерции брусков верхнего пояса, считая их не скрепленными и без учета прокладок;

$W_{пр}$ и $J_{пр}$ — момент сопротивления и момент инерции прокладок.

Коэфициент 0,25 принят с запасом, учитывая дополнительный изгиб брусков от эксцентричного прикрепления решетки фермы; при назначении в формуле (16—33) величины коэфициента 0,6 приближенно учтена неразрезность пояса, а также некоторое увеличение жесткости брусков и доли воспринимаемого ими момента благодаря скреплению их вертикальными гвоздями.

Когда напряжение от изгиба $\frac{M}{W}$ не превышает 10% от напряжения сжатия, основные ветви пояса рассчитываются по формуле (9—33).

Расчет горизонтальных гвоздей основан на следующем. Как показали исследования, усилия во всех рядах гвоздей, кроме крайних, почти одинаковы (рис. 231, *г*); это позволяет заменить нагрузку от них на прокладку—равномерно распределенной нагрузкой интенсивностью q.

Приравнивая максимальный момент от этой нагрузки моменту, воспринимаемому прокладкой, получаем:

$$\frac{ql^2}{8} = \frac{0{,}6M_0}{\xi}. \qquad (17-33)$$

Обозначая через n_1—общее число «срезов» гвоздей в панели, $[T_1]$—допускаемое усилие на один «срез» гвоздя и полагая количество вертикальных рядов гвоздей равным m, получаем максимальное допускаемое усилие на крайний ряд гвоздей:

$$\frac{n_1}{m}[T_1]. \qquad (18-33)$$

Усилие R в крайнем ряде гвоздей, представляющее собой опорную реакцию от нагрузки q, не должно превосходить допускаемого, т. е.

$$R = \frac{ql}{2} - \frac{ql}{m} = \frac{n_1}{m}[T_1], \qquad (19-33$$

откуда

$$q = \frac{2}{l(m-2)} n_1 [T_1]. \qquad (20-33)$$

Подставляя значение q в формулу (17—33) и помня, что $l = 0{,}9\, l_0$, получаем после некоторых преобразований:

$$n_1[T_1] = 2{,}7\,(m-2)\frac{M_0}{\xi l_0}. \qquad (21-33)$$

Так как практически m может колебаться в пределах от 8 до 12, то, заменяя выражение $2{,}7\,(m-2)$ приближенно величиной $2\,m$, имеем:

$$n_1[T_1] = 2m\frac{M_0}{\xi l_0}. \qquad (22-33)$$

Подставляя в формулу (22—33) среднее значение $m=10$, получаем приближенную расчетную формулу, данную в «Указаниях».

Согласно «Указаниям» количество n_2 «срезов» горизонтальных гвоздей по длине панели должно удовлетворять условию:

$$n_2[T_2] \geqslant 20\frac{M_0}{\xi l_0}. \qquad (23-33)$$

Горизонтальные гвозди ставятся равномерно по длине панели; расстояние между ними не должно превосходить $60\,d_2$, где d_2—диаметр гвоздя.

Вертикальные гвозди забиваются как сверху, так и снизу по всей длине пояса. Расстояние s_1 между гвоздями по каждой стороне отдельной ветви пояса принимается равным:

$60d_2$— в тех случаях, когда крайние ряды брусков не скрепляются непосредственно с более узкой прокладкой;

$80\,d_2$— во всех остальных случаях.

Проверка устойчивости верхнего пояса из плоскости фермы производится по общим правилам.

Пример 2 расчета, согласно «Указаниям», верхнего пояса в плоскости фермы по данным примера 1.

$$F = 540\ см^2;\quad N = 16\,300\ кг;\quad M = 75\,000\ кгсм;\quad l_0 = 2{,}68\ м;$$

$$J_б = 5\cdot 3\frac{6\cdot 6^3}{12} = 1{,}620\ см^4;\quad W_б = \frac{1\,620\cdot 2}{6} = 540\ см^3;$$

$$J_{пр} = 2\frac{6\cdot 24^3}{12} = 13\,824\ см^4;\quad W_{пр} = \frac{13\,824\cdot 2}{24} = 1\,152\ см^3;$$

$$\lambda = 0{,}9\frac{268}{\sqrt{\frac{1\,620+13\,824}{540}}} \approx 45;\quad \sigma_с = \frac{N}{F} = \frac{16\,300}{540} = 30{,}2\ кг/см^2;$$

$$\xi = 1 - \frac{45^2}{3\,100}\cdot\frac{30{,}2}{120} = 0{,}835;$$

$$\frac{N}{F} + 0{,}25\frac{M}{\xi W_б} = \frac{16\,300}{540} + 0{,}25\frac{75\,000}{0{,}835\cdot 540} = 30{,}2 + 41{,}6 = 71{,}8 < 120\ кг/см^2;$$

$$0{,}6\frac{M}{\xi W_{пр}} = 0{,}6\frac{75\,000}{0{,}835\cdot 1\,152} = 46{,}8 < 120\ кг/см^2.$$

Количество «срезов» горизонтальных гвоздей на длине панели при $d_1 = 5{,}5$ *мм*, $l_1 = 175$ *мм* и $[T_1] = 300 d_1^2 = 300 \cdot 0{,}55^2 = 91$ *кг* на один «срез»:

$$n_1 = 20 \frac{M}{\xi l_0 [T_1]} = 20 \frac{75\,000}{0{,}835 \cdot 268 \cdot 91} = 73{,}6 \approx 74 \text{ среза.}$$

Исходя из предельного допускаемого расстояния между гвоздями — $60 d_1$, получаем в трех средних брусках при забивке с двух сторон общее потребное количество горизонтальных гвоздей

$$2 \cdot 3 \frac{268}{60 \cdot 0{,}55} \approx 48 \text{ шт.}$$

Из условия того же конструктивного минимума количество вертикальных гвоздей в трех ветвях при забивке сверху и снизу будет равно:

$$3 \cdot 2 \frac{268}{60 \cdot 0{,}55} \approx 48 \text{ шт.}$$

Сравнение с данными примера 1 показывает, что при расчете верхнего пояса согласно Указаниям количество потребных гвоздей значительно меньше, чем по Инструкции*.

При расчете нижнего растянутого пояса сегментной фермы необходим учет напряжений, возникающих в поясе от эксцентричного прикрепления решетки. Величина момента от эксцентричного прикрепления решетки и распределение его в поясе производятся в соответствии с указаниями, данными в § 25.

При расчете прикрепления элементов решетки сегментной фермы возможен учет совместной работы гвоздей, забитых в узле, и стяжных болтов, при совершенно обязательном условии плотной постановки последних в отверстия, просверленные в собранной конструкции.

В качестве иллюстрации конструкции сегментной фермы в целом на рис. 232 изображена сегментная ферма[1] покрытия без фонаря и надстройки с нагрузкой, приложенной непосредственно к верхнему поясу на всем протяжении его; сечение поясов—из двух ветвей, характерное для этого решения.

Проектирование сегментной фермы можно вести в следующем порядке. После назначения генеральных размеров, выбора схемы решетки и разбивки фермы на панели назначают и проверяют расчетом сечение верхнего пояса; в фермах с фонарями расчетными будут подфонарные панели. Подобрав сечение верхнего пояса, переходят к нижнему, проверяя сечение его в стыке с максимальным растягивающим усилием и в узле—с наибольшим влиянием изгибающих моментов от эксцентричного прикрепления решетки и переломов нижнего пояса в стыке. Далее, исходя из условия размещения гвоздей в узлах, назначают размеры элементов решетки и рассчитывают остальные части сегментной фермы.

8. Производство работ по сборке и монтажу сегментных ферм

Сборка сегментных ферм из заготовленных по спецификации досок и брусков производится на бойке, на котором при помощи стальной рулетки производится разбивка фермы с учетом строительного подъема $f_{стр}$. При этом высота фермы по середине пролета должна остаться равной расчетной высоте фермы h между осями поясов. Уменьшенный, в связи с этим (по сравнению с расчетным), радиус кривизны верхнего пояса определяется по формуле (рис. 233, *а*):

$$R_{стр} = \frac{l^2}{8(h + f_{стр})} + \frac{h + f_{стр}}{2}, \qquad (24—33)$$

Нижний пояс получается в виде ломаной линии с переломами в двух средних стыках; в соответствии с этими изменениями в очертании контура определяются длины всех остальных элементов. Относительно небольшие изменения последних должны быть предусмотрены при заготовке. При одновременном

---

[1] Ферма спроектирована КТИС Главстройпроекта согласно «Указаниям по проектированию и применению деревянных конструкций в условиях военного времени», см. [32].

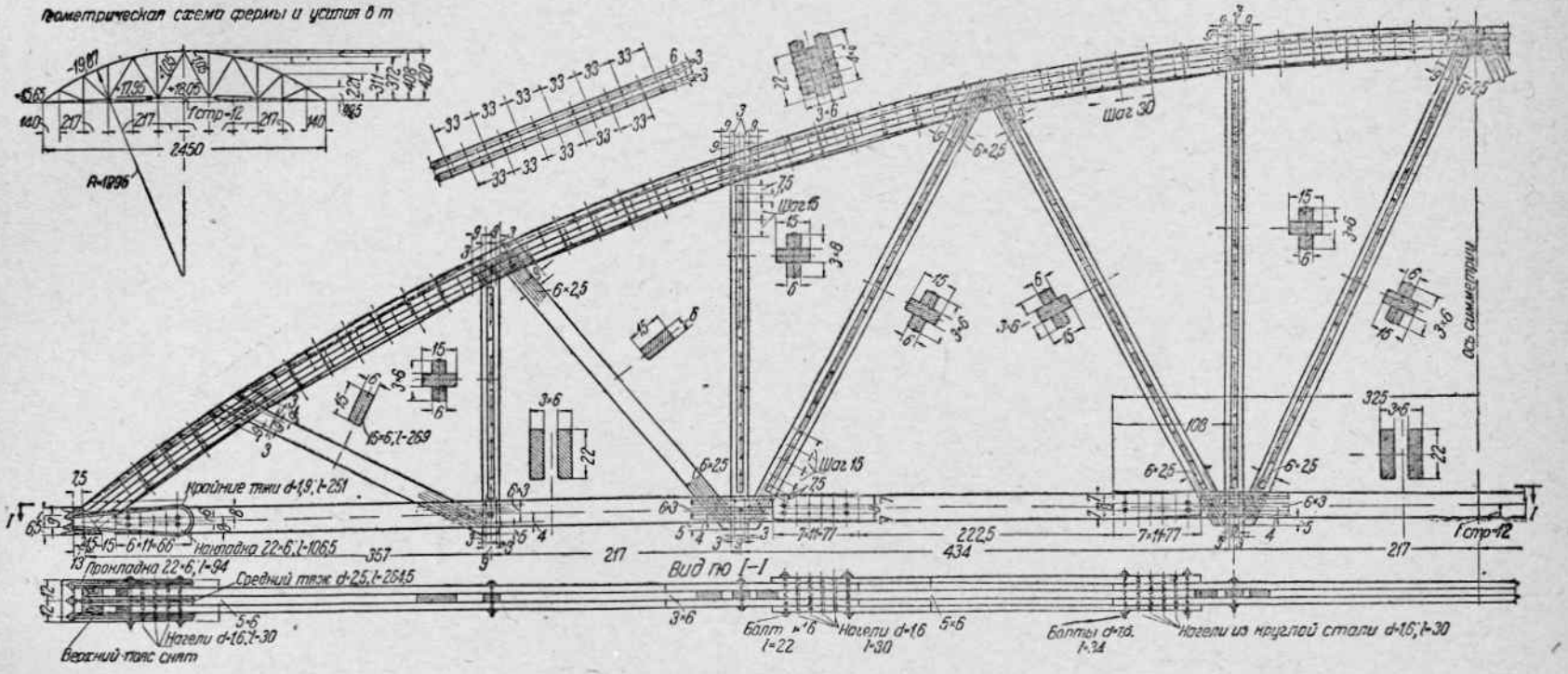


Рис. 232. Пример конструкции сегментной фермы с покрытием непосредственно по верхнему поясу

изготовлении ферм на нескольких бойках рекомендуется сделать переносный шаблон фермы из тонких досок и по нему производить расчерчивание бойков.

После разметки фермы на бойке к нему пришиваются «кобылки»—ваймы в виде досок размером 50×220 *мм* на ребро, на взаимном расстоянии друг от друга 1,0—1,5 *м* (рис. 233, *а*). В этих досках по разметке прорезаются гнезда для нижнего и верхнего поясов; гнезда для верхнего пояса делаются шире его высоты (для последующей забивки клиньев) и снабжаются направляющими из брусков с распорками (рис. 233, *б*).

Сборка фермы начинается укладкой внутреннего ряда брусков первой[1] ветви верхнего пояса. Укладка ведется от опоры с гнутьем брусков и заклинкой их в ваймах. Стыки брусков тщательно приторцовываются пропиливанием шва в бруске ножовкой с одновременным осаживанием приторцовываемого бруска легкими ударами по свободному концу. В местах стыков, приходящихся между неподвижными ваймами, ставятся дополнительные (переносные) ваймы (рис. 234, *а*). Необходимо следить за разбивкой стыков точно по проекту. Концы брусков на

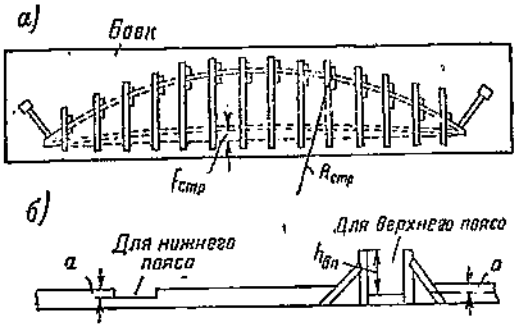


Рис. 233. Разбивка фермы и расположение ваим для поясов на бойке:

а—расположение ваим на бойке; *б*—боковой вид неподвижной ваймы. Размеры: *а*—толщина одной ветви поясов, $h_{в.п}$—высота верхнего пояса

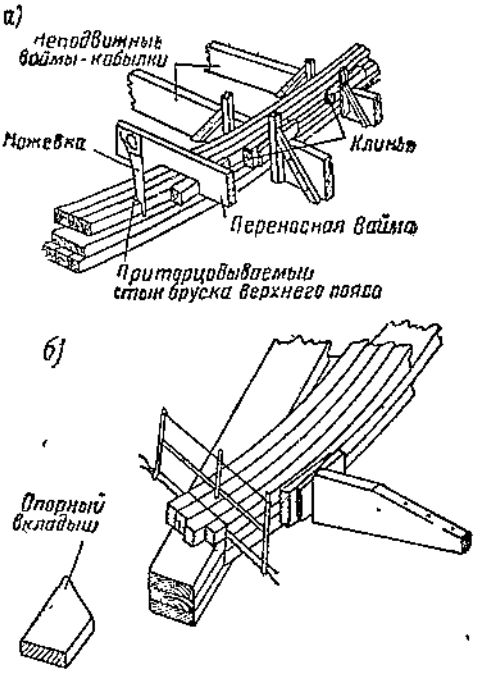


Рис. 234. Сборка верхнего пояса в ваймах и приторцовка опорного вкладыша к нему и стыка одного из брусков

опорах должны иметь запас в длине; после укладки всех брусков одной ветви концы брусков одновременно обрезаются и к ним тщательно приторцовывается опорный вкладыш (рис. 234, *б*). После укладки первого ряда брусков таким же способом укладываются и пришиваются монтажными гвоздями к ранее уложенным остальные ряды брусков данной ветви. Укладка первой (нижней) ветви верхнего пояса и, в особенности, первого внутреннего ряда брусков несколько осложняется отсутствием других частей пояса, фиксирующих положение последнего на всем протяжении его и могущих служить для монтажного крепления к ним укладываемых брусков[2]. По окончании укладки всех брусков ветви сшиваются расчетным количеством «вертикальных» гвоздей. Вслед за первой ветвью верхнего пояса укладываются сначала накладки опорных узлов и стыков нижнего пояса, затем основные доски соответствующей ветви нижнего пояса и далее элементы решетки и прокладки верхнего и нижнего поясов. Если при укладке элементов решетки между ними и некоторыми брусками верхнего пояса обнаружатся щели, вызванные неодинаковой толщиной брусков, то выступающие бруски следует подстрогать в пре-

[1] Нижней—при горизонтальном положении фермы, лежащей на бойке.

[2] Бруски первого внутреннего ряда могут быть прикреплены монтажными гвоздями к ваймам или к бойку (через прокладки).

делах узла. Все укладываемые части скрепляются монтажными гвоздями. После этого начинается укладка следующей ветви верхнего пояса и сборка фермы продолжается в том же порядке.

Приторцовка брусков второй ветви верхнего пояса по сравнению с первой (нижней) ветвью и крайним бруском несколько осложняется наличием сплошной прокладки снизу и уже уложенными рядами брусков—сбоку (рис. 234, *а*).

Отверстия для нагелей в стыках нижнего пояса и для стяжных болтов в узлах надо сверлить сразу через весь пакет собранной фермы. Часть горизонтальных гвоздей в верхнем поясе и в узлах забивается в лежачем положении фермы, а остальные горизонтальные гвозди—после подъема фермы в вертикальное положение[1]. До подъема фермы должны быть обязательно поставлены и затянуты все стяжные болты. При забивке гвоздей рекомендуется пользоваться шаблонами, ускоряющими работу.

Вкладыши, накладки и прокладки опорного узла должны иметь несколько большую длину, чтобы в собранном узле можно было обрезать их концы все сразу по проектному размеру и плотно пригнать к опорному швеллеру.

Фермы небольшого пролета могут целиком изготовляться на заводе и транспортироваться в собранном виде. Однако грузоподъемность железнодорожных платформ в этом случае используется хуже, чем при перевозке досок и брусьев, что является отрицательной стороной такого способа изготовления ферм.

Подъем и установка сегментных ферм производятся обычно одной мачтой, копром или передвижным краном. Благодаря неразрезности верхнего пояса сегментные фермы (особенно с поясами из трех ветвей) представляют собой достаточно жесткую из плоскости системы конструкцию, а решение узлов на гвоздях допускает работу любых элементов ферм на знакопеременные усилия, могущие возникнуть при монтаже. Поэтому фермы не требуют обычно никаких дополнительных креплений при подъёме, кроме подкладок под стропы в местах крепления последних. Стропы рекомендуется крепить в узлах, где сходятся раскосы, и лучше в узлах нижнего пояса.

9. Характерные дефекты сегментных ферм и способы их исправления

Одним из характерных дефектов этого типа ферм являются деформации верхнего пояса как в плоскости конструкции, так и из плоскости ее. Наиболее часто встречающиеся причины этих деформаций: недостаточное количество или недостаточная длина гвоздей в верхнем поясе, неправильная разбивка и плохая приторцовка стыков, недопустимое решение пояса с короткими прокладками, а также отсутствие необходимого пространственного закрепления (связей) верхнего пояса; в отдельных случаях может иметь место совокупность указанных выше причин.

На рис. 235 представлен способ ремонта деформированного (в плоскости системы) верхнего пояса сегментной фермы.

Этот способ, большим достоинством которого является возможность вести ремонтные работы без разгрузки конструкции от постоянной нагрузки, может быть применен во всех случаях подобной деформации, вызванной любыми причинами, при условии, что верхний пояс сохранил способность передавать нормальные усилия[2].

Усиление пояса производится при помощи дополнительных брусьев-косяков *а*, подводимых со стороны нижней грани пояса и увеличивающих его жесткость.

Новые элементы прикрепляются к поясу на болтах; деформированный пояс выправляется при помощи хомутов *б* и домкратов *в*, упертых через прокладки в новые жесткие элементы, а затем плотно прикрепляется к этим элементам при помощи стяжных болтов *г*.

Усиленный таким способом верхний пояс можно приближенно рассчитать, руководствуясь следующими соображениями.

Поскольку после выправления сильно деформировавшегося верхнего пояса рассчитывать на работу обмявших гнезда вертикальных гвоздей нельзя, более правильным

[1] После освобождения фермы из вайм добиваются и те гвозди, забивке которых препятствовали ваймы.

[2] Этот способ ремонта неприемлем, например, при наличии деформации верхнего пояса, сопровождающейся переломом его, а также при разрушении пояса гниением.

будет предположение, что весь момент в панели воспринимается новыми дополнительными брусьями-косяками, одновременно повышающими жесткость верхнего пояса на продольный изгиб. При этом собственной жесткостью отдельных, выправленных брусков можно пренебречь, полагая, что они работают только на нормальные усилия, которые на новые брусья-косяки не передаются.

Так как последние в процессе усиления верхнего пояса служат для упора домкратов и воспринимают усилия, необходимые для выправления верхнего пояса, то они должны быть проверены на момент, действующий в деформированном верхнем поясе ($M = N_c f_{деф}$, см. рис. 235), с учетом при этом дополнительного сопротивления от сил трения, появляющихся между брусками верхнего пояса при выправлении его.

Реставрация пояса, деформированного из плоскости фермы, производится общими (для плоских конструкций) приемами, которые подробно освещены в соответствующей литературе[1].

Часто встречающимися дефектами нижнего пояса являются: применение для него низкокачественных—сучковатых, косослойных, сердцевинных досок и ошибки при устройстве растянутых стыков[2], а также применение нерациональной конструкции последних, что нередко способствует появлению в стыках серьезных дефектов (см., например, выше рис. 215).

Местное усиление дефектного растянутого пояса рекомендуется делать при помощи натяжных металлических хомутов.

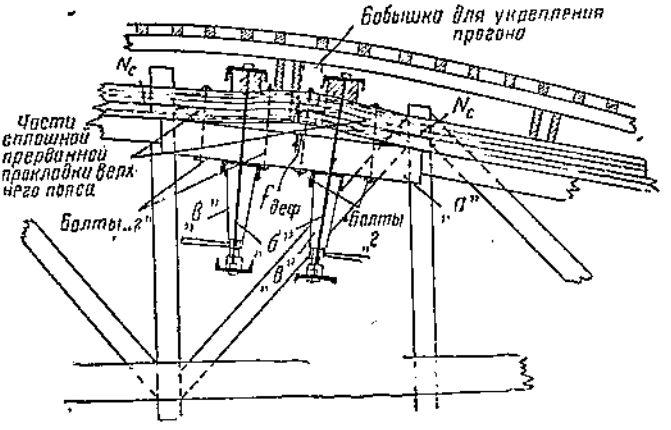


Рис. 235. Ремонт деформированного верхнего пояса сегментной фермы без разгрузки конструкции

При наличии дефектов на всем протяжении нижнего пояса и необходимости в связи с этим общего усиления его весьма целесообразным оказывается характерное для конструкций со слабо работающей решеткой усиление пояса металлическими тяжами—затяжками. Благодаря небольшой разности усилий в смежных панелях нижнего пояса прикрепление металлических тяжей в узлах[3] (для передачи горизонтальной составляющей усилий в решетке) осуществляется весьма просто, а сами тяжи рассчитываются на максимальное усилие в нижнем поясе, сравнительно мало меняющееся по длине его.

10. Данные испытаний; деформации и коэфициент запаса сегментных ферм

По результатам достаточно многочисленных испытаний (если исключить из них фермы, имевшие явные дефекты) коэфициент запаса сегментных ферм, изготовленных из рядового лесоматериала в пострсечных условиях, по отношению к расчетной нагрузке большей частью составлял $k_з$=2, доходя в отдельных случаях до $k_з$=2,25—2,80[4]. Разрушение ферм, за немногими исключениями, происходило от разрушения той или иной части растянутого нижнего пояса.

Все испытывавшиеся фермы были спроектированы применительно к ТУ и Н 1931 г. Требования Н и ТУ 1939 г. (как к лесоматериалу, так и конструктивно-расчетные) повышают запас прочности растянутых элементов. Поэтому при испытании вновь ферм, спроектированных по Н и ТУ, необходимо считать

[1] См. [54].

[2] Недостаточное количество и неправильная разбивка нагелей, неточное сверление для них гнезд и пр.

[3] После натяжения тяжей; не более чем через панель тяжи должны быть снабжены для подтягивания муфтами.

[4] См. [52] и [53].

$k_з$=2,0—минимальным, при котором конструкция может быть допущена в эксплоатацию, полагая нормальным коэфициентом запаса $k_з$=2,40—2,50.

Средние значения деформаций сегментных ферм нормальной высоты $\frac{h}{l} \approx \frac{1}{7}$ приведены в табл. 19.

Сравнивая эти данные с деформациями ферм на неплотных и жестких кольцевых шпонках (см. выше табл. 16), необходимо отметить вполне закономерное явление: меньшие деформации сегментных ферм с плотными и податливыми соединениями при кратковременных испытаниях расчетной нагрузкой и, наоборот, бо́льшие прогибы и существенно бо́льшее приращение их при долговременном воздействии нагрузки в эксплоатации.

Таблица 19

	Относительный прогиб $\frac{f}{l}$		
	при расчетной нагрузке	при двойной расчетной нагрузке	при разрушающей нагрузке
При испытаниях ферм (с замером деформаций после затухания их при выдерживании под нагрузкой в течение нескольких суток)	$\frac{1}{600}-\frac{1}{800}$	$\frac{1}{260}-\frac{1}{370}$	$\frac{1}{185}-\frac{1}{205}$
В фермах, пробывших в эксплоатации от 2 до 6 лет и находившихся в удовлетворительном состоянии	$\approx\frac{1}{280}-\frac{1}{300}$	—	—

Б. Металло-деревянные фермы с гнутым верхним поясом (схема 43 табл. 8)

Очерчиваемый по кругу верхний пояс этих ферм представляет собой многослойный пакет гнутых плашмя досок, соединенных гвоздями или нагелями по типу арок Эми; нижний пояс и решетка ферм—металлические (рис. 236).

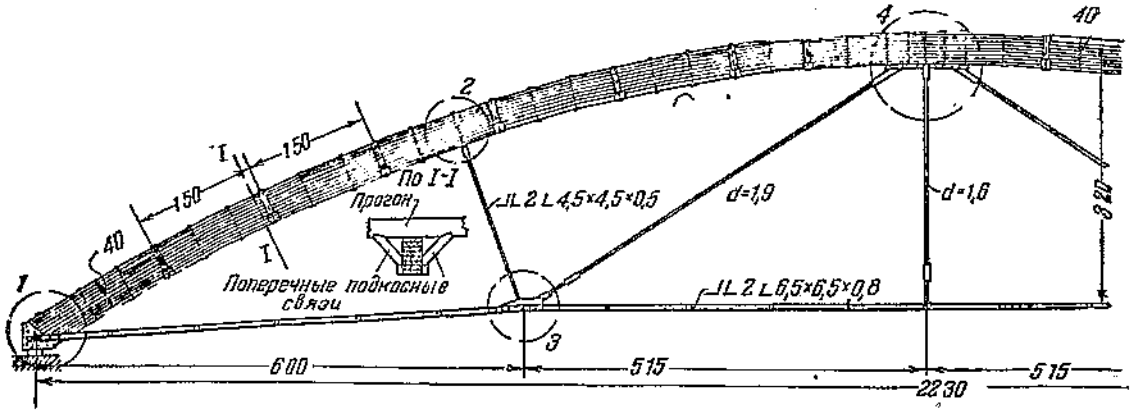


Рис. 236. Металло-деревянная ферма с гнутым верхним поясом

В СССР эти фермы впервые были применены инж. В. М. Скворцовым[1]; ранее фермы такого типа применялись за границей[2]. Особенностью ферм

[1] См. [54] и Цветаев В. Д., Современная фабрично-заводская архитектура, Госстройиздат, 1932.

[2] См. [57] и [58].

является работа всех элементов решетки на растяжение при любом положении нагрузки, что достигается соответствующим подъемом нижнего пояса, стрела которого $f_н$ (рис. 237) назначается таким образом, чтобы усилия во всех элементах решетки были растягивающими.

При расчете фермы усилия в стержнях определяются в предположении наличия шарниров в узлах (рис. 237, *а*). Криволинейный верхний пояс работает аналогично верхнему поясу сегментной фермы, подвергаясь изгибу от эксцентрично приложенной нормальной силы N и от обратного по знаку момента внешней нагрузки (обычно приложенной по всей длине верхнего пояса). Однако в отличие от сегментной фермы в данном случае конструкция верхнего пояса и способ крепления решетки в узлах (см. детали узлов *2* и *4* на рис. 238) практически обеспечивают постоянную жесткость пояса на всем протяжении его. В связи с этим правильнее рассматривать верхний пояс фермы как четырехпролетную неразрезную криволинейную балку[1] в соответствии со схемой рис. 237, *б*.

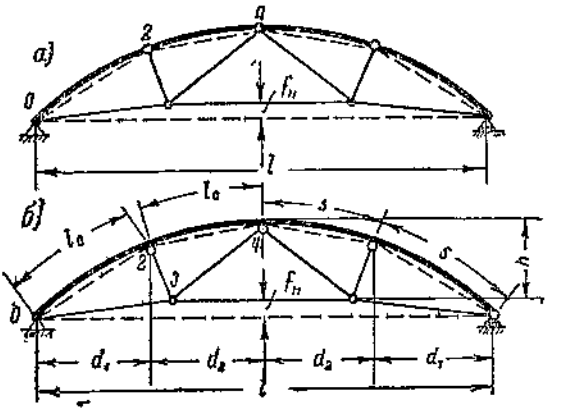


Рис. 237. Расчетные схемы металло-деревянной фермы

Учитывая, что кривизна верхнего пояса предопределяет направление его деформации, и рассматривая каждую из средних панелей пояса как балку, защемленную на опорах, можно приближенно принять расчетные моменты:

по середине второй панели $M_{2-4}=\frac{1}{3}M''$, (25—33)

в узле *4* $M_4=\frac{2}{3}M''$. (26—33)

Для крайних (первых) панелей, учитывая отсутствие аналогичного надежного защемления в опорном узле, приближенные значения моментов:

в первой панели $M_{0-2}=\frac{2}{3}M'$, (27—33)

в узле *2* $M_2=\frac{4}{5}M'$. (28—33)

Подбор сечения и определение потребного количества связей, а также конструирование верхнего пояса производится по общим правилам для сжато-изогнутых составных многослойных стержней, руководствуясь указаниями для гнутых арок Эми, данными в § 17. При этом расчетную длину на продольный изгиб приближенно можно принимать: для средних панелей 0,65 l_0, для крайних—0,8 l_0 (рис. 237). При проверке верхнего пояса на потерю устойчивости без учета напряжений от поперечного изгиба [по формуле (9—33)] расчетную длину на продольный изгиб следует принимать равной l_0.

При разбивке фермы на панели рекомендуется делить верхний пояс на равные части по дуге круга.

Конструкция узлов, представленная на рис. 238 по материалам проекта одной из осуществленных ферм, может быть, в целях упрощения и удешевле-

[1] Подробнее см. [50].

ния металлических частей, несколько рационализирована по примеру аналогичных деталей металло-деревянных ферм.

К достоинствам рассматриваемых ферм можно отнести:

1) простоту конструкции и изготовления верхнего пояса, не нуждающегося в специальных средствах соединений, и возможность выполнения его из пиломатериалов ходовых размеров и среднего качества;

2) возможность предварительной заготовки металлических частей в мастерской;

3) достаточную надежность конструкции в связи с рациональным использованием материалов (дерева—на сжатие, металла—на растяжение) и невозможностью внезапного разрушения, ввиду отсутствия деревянных частей, работающих на скалывание и растяжение;

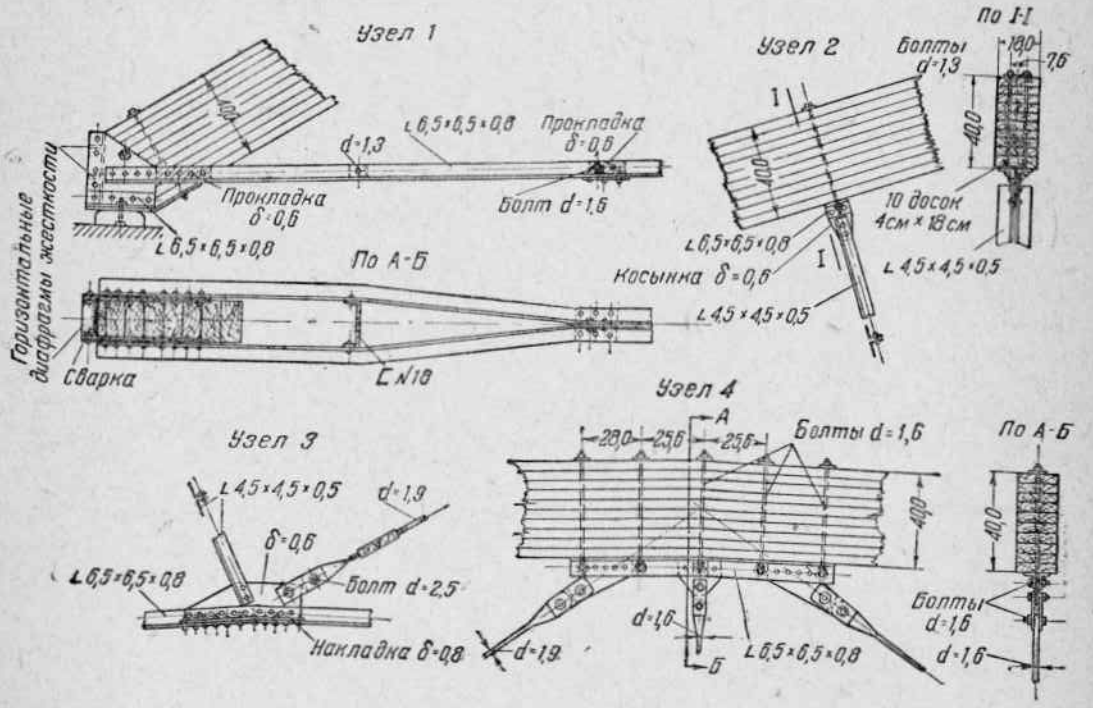


Рис. 238. Детали узлов металло-деревянной фермы с гнутым верхним поясом

4) сравнительная экономичность ферм (см. $к_{св}$ в табл. 8).

Недостатками ферм являются:

1) очень большой расход металла (на металлические части и гвозди в верхнем поясе);

2) значительная трудоемкость изготовления верхнего пояса;

3) пригодность конструкции в целом только для построечного изготовления;

4) значительная деформативность многослойного верхнего пояса на податливых соединениях, усугубляемая отрицательным влиянием его кривизны, которая особенно резко сказывается из-за большой длины панели при несимметричном загружении фермы.

В целом конструкция, обладая всеми недостатками сегментных ферм, но требуя значительно большего расхода металла и не имея присущих описанным выше металло-деревянным фермам (схемы 14—18 табл. 8) достоинств—сборности и пригодности для заводского изготовления, значительно менее рациональна, чем сегментная ферма.

ГЛАВА V

АРКИ, РАМЫ, РЕШЕТЧАТЫЕ СТОЙКИ И КОМБИНИРОВАННЫЕ СКВОЗНЫЕ Д. К.

§ 34. АРКИ

А. Общая характеристика

Так же как и арки сплошного сечения, сквозные арки представляют собой одну из наиболее эффективных форм деревянных конструкций. Обусловливается это тем, что пояса арок, имеющие очертание по кривой давления или достаточно близкое к ней, работают, главным образом, на сжатие, т. е. наиболее выгодным для дерева образом. При этом они являются основными несущими элементами системы, передающими нагрузку опорам кратчайшим путем. Решетка работает слабо, преимущественно на несимметричную нагрузку; это, с одной стороны, существенно облегчает конструирование узлов, а с другой,— уменьшает общую деформативность системы в части, вызываемой деформациями решетки или, иначе говоря, влиянием поперечных сил (которое в арочных системах невелико).

Отличительной особенностью арочных сквозных конструкций является необходимость надежного пространственного закрепления связями как верхнего, так и нижнего сжато-растянутого контура (нижнего пояса) в целях предупреждения деформаций из плоскости системы. Принципы этого крепления, рекомендуемая конструкция связей и методы расчета их подробно освещены ниже в разделе третьем.

Наилучшим способом является, в дополнение к горизонтальным связям, попарное крепление арочных ферм вертикальными связями. Поэтому там, где это окажется возможным по общим условиям проектирования покрытия, может быть рекомендована сближенная (попарно) расстановка арок.

Затяжки арок должны быть подвешены на достаточном количестве подвесок для устранения возможности их заметного провисания от изгиба под влиянием собственного веса. Подвески должны допускать их подтягивание, позволяющее обеспечить горизонтальное положение затяжки и устранить общее ее провисание в связи с прогибом арки.

Б. Трехшарнирные арки из сегментных ферм (схемы 44 и 45 табл. 8), осуществляемые, как правило, с металлическими затяжками[1] или с передачей распора непосредственно опорам, относятся к числу наиболее надежных систем деревянных конструкций.

Незначительная величина усилий в элементах решетки трехшарнирных арок из сегментных ферм позволяет осуществлять узлы на гвоздях.

Сравнивая эти арки с балочными сегментными фермами, применяемыми в покрытиях того же очертания и при том же способе передачи нагрузки, можно отметить следующие преимущества арок:

1) Благодаря значительно меньшей высоте сегментов (примерно в четыре раза) существенно уменьшаются длина панели и длины элементов решетки арки, что дает аркам несомненное преимущество перед сегментными фермами в конструкциях больших (свыше 30 *м*) пролетов.

В этих случаях наибольшая предельная длина досок по сортаменту лимитирует длину панели нижнего пояса[2] сегментных ферм и тем самым влечет за собой чрезмерно большой угол наклона раскосов в средней части фермы; наряду с этим для уменьшения длины панели верхнего пояса нередко приходится вводить шпренгели. Все это снижает экономичность решетки, повышая тем самым вес сегментной фермы.

2) Расчетные усилия в раскосах арок при односторонней нагрузке примерно в $1^1/_2$ раза меньше усилий в раскосах сегментных ферм.

[1] Применение деревянной затяжки может быть допущено только в условиях острой дефицитности металла и наличия для затяжки отборного воздушно-сухого лесоматериала.

[2] При рациональном конструировании последнего с раздвинутыми стыками (см. § 33).

3) Распорные арки (без затяжки) при всех пролетах экономичнее сегментных ферм.

Наряду с этим арки имеют и свои недостатки:

1) Необходимость постановки вертикальных связей для раскрепления нижнего сжатого пояса увеличивает расход материалов на конструкцию покрытия в целом.

2) В системах с затяжкой появляется третий мощный сжатый пояс (нижние пояса сегментных полуарок), уменьшающий упомянутую выше экономию, получаемую на решетке.

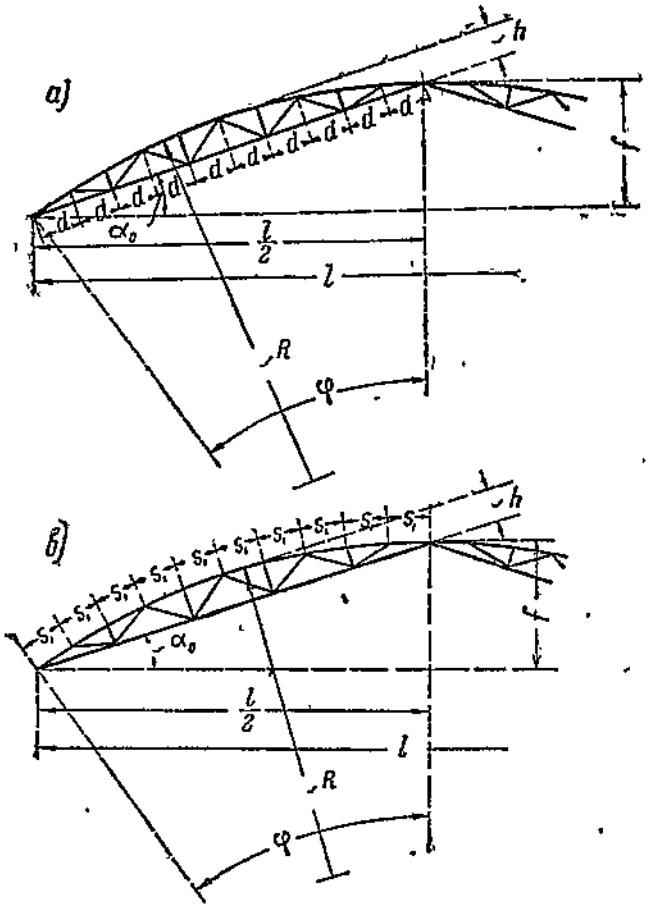


Рис. 239

Изложенные соображения в совокупности определяют собой пределы рационального применения арок, указанные в табл. 8.

Распорное решение наиболее экономично; его следует применять во всех случаях, когда есть возможность обойтись без затяжки, передав распор опорам.

При обычно имеющем место круговом очертании арок высота h полуарки определяется в зависимости от l и f по формуле (рис. 239):

$$h = 2R\sin^2\frac{\varphi}{4}, \quad (1-34)$$

где

$$R = \frac{l^2+4f^2}{8f} \text{ и } \sin\varphi = \frac{l}{2R}.$$

Разбивку полуарки на панели можно производить двояко: а) на равные части разбивается нижний пояс (рис. 239, *а*); тогда длина элементов верхнего пояса несколько возрастает к коньковому и опорному узлам и б) на равные части делится длина дуги верхнего пояса (рис. 239, *б*); в этом случае длина панелей нижнего пояса оказывается переменной, несколько убывающей к опорам и коньку.

В связи с относительно малой разницей в геометрических размерах арок, получающиеся при этих способах разбивки схемы решетки в статическом отношении примерно равноценны; первый способ проще с точки зрения разбивки полуарок на бойке при изготовлении их.

Ориентировочно длину панели можно назначать от 1,0 до 1,5 *м* при пролетах $l=15$—40 *м* и от 1,5 до 2,0 *м*—при пролетах $l=40$—60 *м*.

Схему решетки следует выбирать таким образом, чтобы крайние панели нижнего пояса имели длину 2 *d*, избегая аналогично сегментным фермам схем, дающих укороченную панель нижнего пояса.

При конструировании арок на гвоздях с гнутым верхним поясом можно руководствоваться правилами, данными в § 33 для сегментных ферм. Сечения поясов арок (обычно применяемых при больших пролетах) в целях повышения жесткости нижнего сжатого пояса рекомендуется делать из трех ветвей, преимущественно по типу III рис. 211. В сечениях верхнего пояса арок

больших пролетов в случае решения пояса на обыкновенных гвоздях неизбежно приходится итти на забивку скрытых гвоздей, что, конечно, является недостатком конструкции, так как затрудняет контроль при производстве работ и освидетельствование ферм в период эксплоатации.

При проектировании высоких сечений верхнего пояса возникает вопрос о рациональной конструкции прокладок между ветвями пояса. Обычная для сегментных ферм конструкция прокладок из доски, поставленной на ребро, в этом случае при количестве брусков в вертикальном направлении более пяти, является неприемлемой. Одно из возможных решений — устройство прокладок из двух поставленных одна на другую досок.

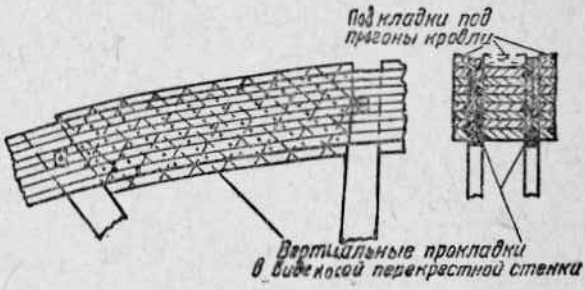


Рис. 240. Конструкция вертикальных прокладок в виде косой перекрестной стенки при большой высоте сечения верхнего пояса арок

Другая возможная конструкция прокладок—устройство их в виде стенки из двух перекрестных слоев досок в каждом из зазоров между ветвями верхнего пояса (рис. 240). Такая конструкция прокладок дает возможность широко использовать горизонтальные гвозди для передачи сдвигающих усилий при работе пояса на сжатие с изгибом в вертикальной плоскости и вместе с тем обеспечивает высокую жесткость пояса в этой плоскости.

Недостатками второго варианта являются бо́льшая многодельность его и некоторое повышение гибкости верхнего пояса из плоскости фермы благодаря увеличению количества вертикальных швов[1], по которым происходит сдвиг связей. Последнее не имеет значения в тех случаях, когда верхний пояс закреплен в вертикальном положении связями на всем протяжении его (например, часто расставленными прогонами кровли).

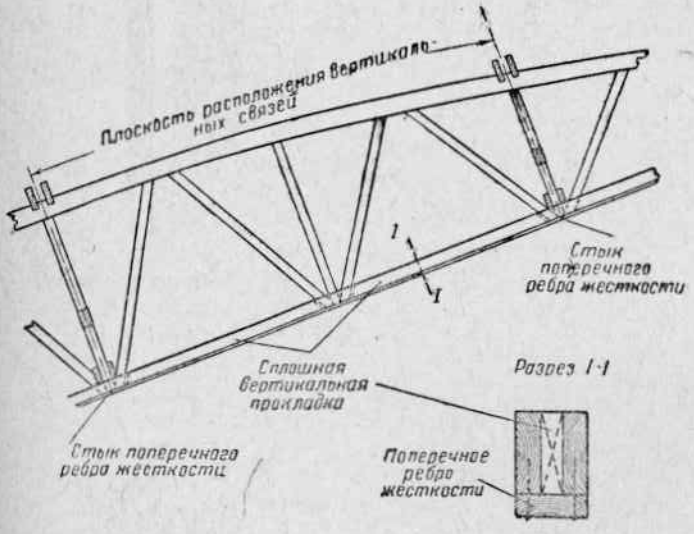


Рис. 241. Конструкция прокладок и накладок для повышения жесткости нижнего пояса арок

При конструировании нижнего пояса необходимо учитывать работу его как на растяжение, так и на сжатие. В связи с этим стыки нижнего пояса следует размещать возможно ближе к точкам закрепления его поперечными связями и отмечать на чертежах необходимость плотной приторцовки стыков.

Нижний пояс рекомендуется проектировать со сплошными прокладками (рис. 241 и ниже рис. 246).

В арках с поясами из двух ветвей (по типу I рис. 211) жесткость нижнего пояса в направлении, нормальном к плоскости системы, может быть существенно увеличена подшивкой снизу доски плашмя (рис. 241).

---

[1] На 50%; например, при трех ветвях получим шесть швов сдвига вместо четырех.

Отличительными особенностями ферм являются конструкции опорного и конькового узлов.

Основной трудностью решения этих узлов, в связи со знакопеременной работой нижнего пояса, является надежное прикрепление последнего в узлах,

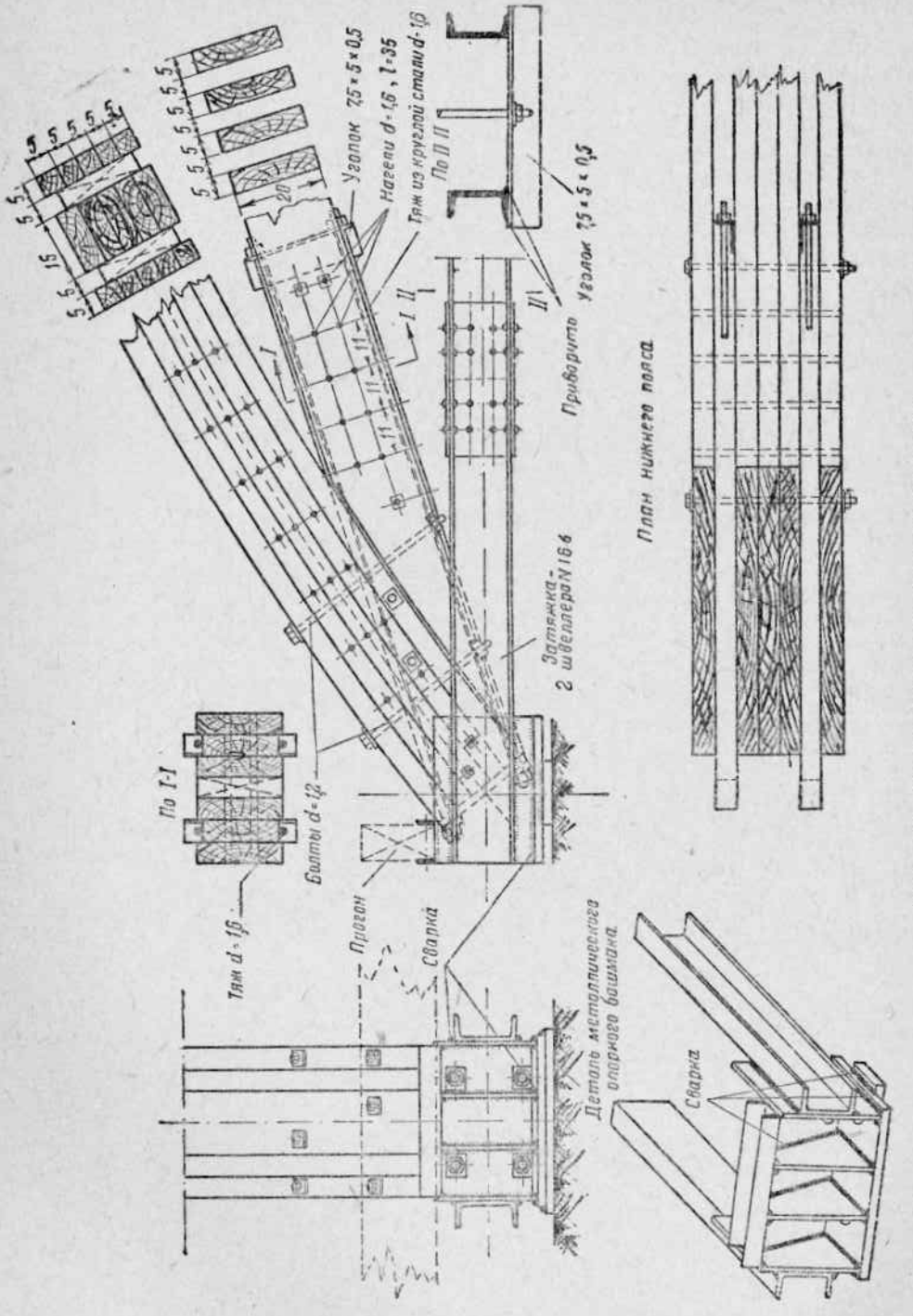


Рис. 242. Рекомендуемое решение опорного узла

обеспечивающее одинаково хорошую передачу как сжимающих, так и растягивающих усилий без появления при этом в узле значительных деформаций и дополнительных изгибающих моментов в отдельных его частях (см. ниже рис. 243, *б*, *в*).

В опорном узле конструирование еще более осложняется необходимостью прикрепления затяжки.

Одна из рекомендуемых конструкций опорного узла представлена на рис. 242. В арках больших пролетов прикрепление металлической затяжки в опорном узле надежнее всего осуществляется при помощи сварного или клепаного металлического башмака, наличие которого облегчает устройство подвижной опоры.

Все элементы в узле согласно рис. 242 центрированы; как растягивающие, так и сжимающие усилия нижнего пояса передаются непосредственно опорной наклонной плите металлического башмака. Возможность скольжения нижнего пояса по наклонной плите башмака при сжатии предотвращается упором боковой поверхности нижнего пояса в верхний. Тяжи, служащие для прикрепления нижнего пояса полуарки, допускают последующую подтяжку их в период эксплоатации. Конструкция опорного узла проста и в производстве работ. Затяжка из двух швеллеров приваривается к вертикальным стенкам опорного башмака. Для удобства монтажа в непосредственной близости к опорному узлу делается стык затяжки.

На том же рис. 242 показана конструкция крепления к затяжке промежуточной подвески.

Все деревянные части в опорном узле должны быть тщательно изолированы от металла водоизоляционными и термоизоляционными прокладками; все поверхности дерева в пределах металлического башмака обработаны обмазкой последующего действия.

Нельзя признать удачной конструкцию опорных узлов, в которой усилие нижнего пояса воспринимается косой перекрестной стенкой, вводимой в зазоры между ветвями поясов, и передается сначала на верхний пояс, а потом уже через последний—опорным вкладышам. Пример конструкции опорного узла с такой передачей не только растягивающего, но и сжимающего усилия в нижнем поясе дан на рис. 243, *а*[1]. При наиневыгоднейших схемах загружения арки временной нагрузкой направление опорной реакции полуарки значительно отклоняется от направления оси верхнего пояса, в связи с чем наиболее слабая концевая часть последнего, представляющая собой по существу пакет относительно слабо связанных между собой брусков небольшого сечения, подвергается сильному изгибу. Рис. 243, *б*, *в*, на котором эскизно изображена вырезанная из системы опорная часть полуарки, находящаяся в равновесии под влиянием действующих на нее сил, наглядно это иллюстрирует: рис. 243,*б*—для случая растягивающего усилия в нижнем поясе, рис. 243, *в*—сжимающего. Изгиба верхнего пояса не было бы при передаче усилия в нижнем поясе непосредственно узловому вкладышу (как это имеет место, например, в узле по рис. 242).

Конструкция опорного узла по типу, применяемому в трехшарнирных арках с перекрестной стенкой, обеспечивающая передачу растягивающего усилия верхнему поясу в непосредственной близости к центру узла, в рассматриваемых арках не может быть рекомендована, так как при значительной толщине пакета соединяемых элементов, узких брусках верхнего пояса и неизбежных уводах сверла вызывает сомнение надежность прикрепления нижнего пояса при помощи нагелей, даже при минимальном диаметре их $d=10$ *мм*.

При конструировании конькового узла помимо осуществления принципов, положенных в основу решения опорного узла, необходимо предусмотреть также удобство монтажа фермы из полуарок и надежную связь между ними, обеспечивающую передачу в коньковом шарнире поперечной силы.

Рекомендуемое решение конькового узла изображено на рис. 244, *а*. Другое возможное решение представлено на рис. 244, *б*[2]. При изготовлении металлических частей конькового узла необходимо особое внимание обращать на точность сверления отверстий для монтажных болтов *б*, правильность размеров и тщательность обработки кромок горизонтального листа *а*.

Конструирование опорного и конькового узлов подъемистых трехшарнирных арок из сегментных ферм[3] значительно облегчается отсутствием затяжки и меньшей величиной действующих в элементах этих арок усилий (особенно растягивающих в нижнем поясе).

---

[1] Кроме этого специфического для арок недостатка, подробно рассматриваемого ниже, узел согласно рис. 243, *а* нерационален и с точки зрения применения в нем круглых хомутов из полосового железа.

[2] См. [30].

[3] О применении подъемистых трехшарнирных арок в складах сыпучих тел см. [59].

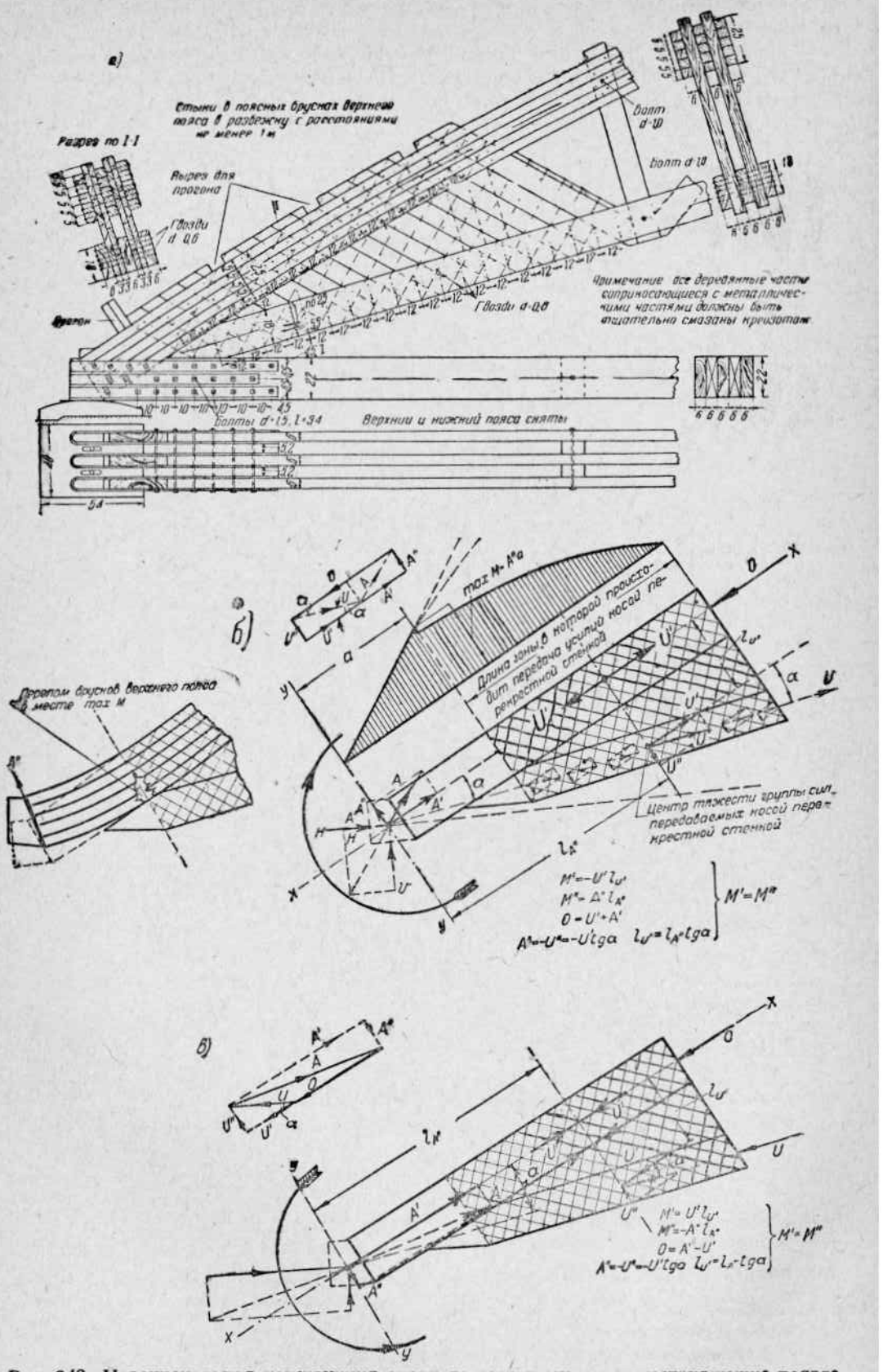


Рис. 243. Нерациональная конструкция опорного узла и схемы, иллюстрирующие появление в нем изгибающих моментов и деформаций

Переходя к вопросам расчета трехшарнирных арок рассматриваемого типа (схемы 44 и 45 табл. 8) с прямолинейным нижним поясом, необходимо напомнить об особенностях их работы. Во всех стержнях полуарки, за исключением нижнего пояса, усилия от нагрузки, находящейся на противо-

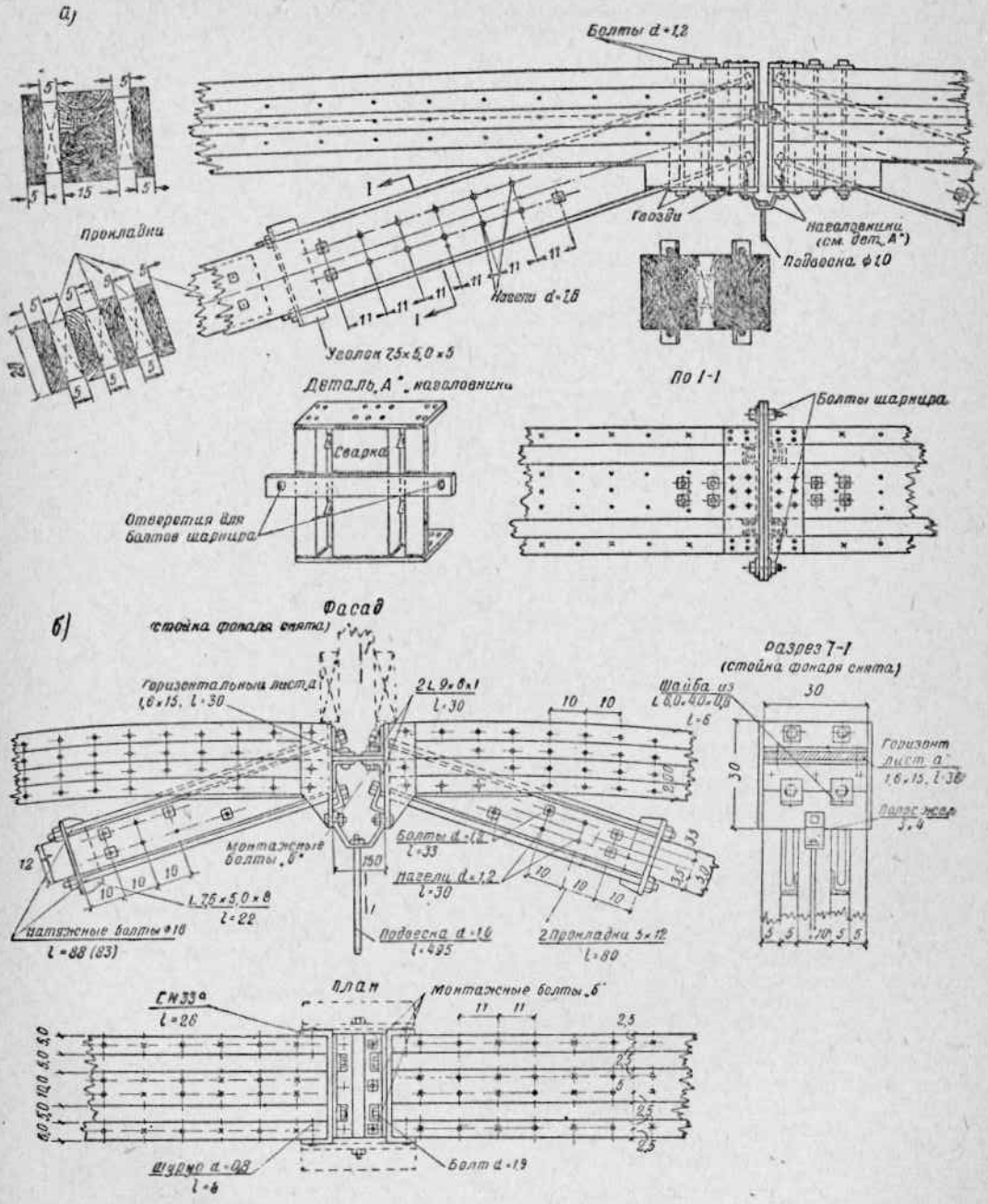


Рис. 244. Конструкция конькового узла

положной полуарке, равны нулю. В связи с этим линии влияния для всех стержней, кроме нижнего пояса (и затяжки), могут быть построены для каждой полуарки как для балочной фермы пролетом $\frac{l}{2}$. Линии влияния усилий в нижнем поясе—двухзначны; длина их равна пролету. В арке с узлами верхнего пояса, расположенными на параболе, при нагрузке, равномерно распределенной по всему пролету, решетка и нижний пояс не работают.

При установлении схем невыгоднейшего загружения арок этого типа временной нагрузкой—снегом, надо иметь в виду возможность скопления снега только у карнизов, или, наоборот, отложения его не только на заветренном скате покрытия, но и на некотором участке около конька, что даст длину загружения большую, чем половина пролета арки.

При двухзначности линий влияния усилий в раскосах и нижнем поясе[1] наибольшие сжимающие и растягивающие усилия в этих элементах получаются при загружении временной нагрузкой какой-то части полупролета. Поэтому в качестве расчетных схем загружения снегом, наравне с нагрузкой половины пролета, можно рекомендовать схемы загружения снегом $^1/_4$ пролета и $^3/_4$ пролета[2].

В остальном при расчете и конструировании трехшарнирных арок можно руководствоваться указаниями для сегментных ферм. Некоторые особенности расчета сжато-растянутого нижнего пояса арок, закрепленного вертикальными связями, освещены ниже в примере расчета.

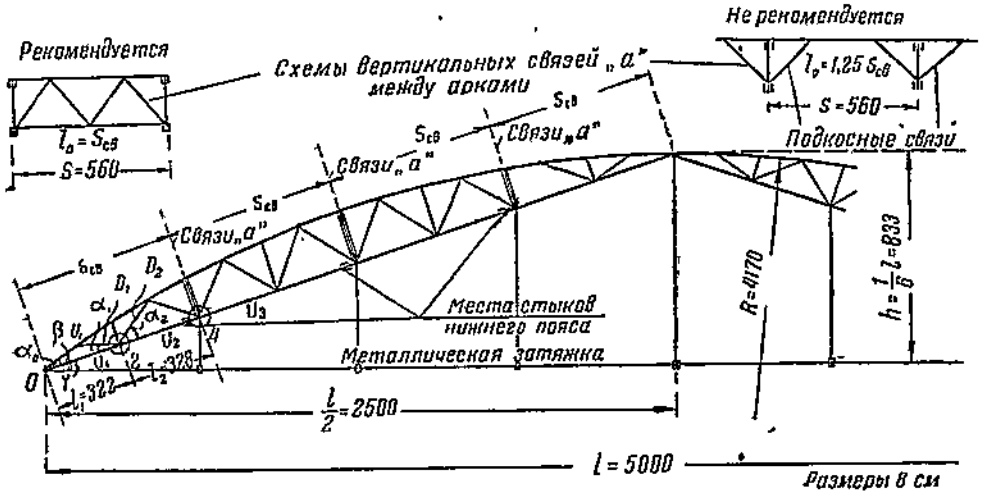


Рис. 245. Схематический чертеж трехшарнирной арки из сегментных ферм

Пример расчета нижнего пояса трехшарнирной арки (рис. 245).

Максимальные усилия при наиневыгоднейшей комбинации нагрузки в расчетных панелях нижнего пояса:

$$U_1 = \begin{cases} -\ 12\,450\ кг \\ +\ 2\,360\ кг \end{cases} \qquad U_2 = \begin{cases} -\ 11\,040\ кг \\ +\ 3\,170\ кг \end{cases}$$

Усилия в раскосах, в узле 2 между расчетными панелями при тех же комбинациях нагрузки, что и для нижнего пояса:

а) при сжатии нижнего пояса $D_1 = +790\ кг$; $D_2 = -890\ кг$;

б) при растяжении нижнего пояса $D_1 = +470\ кг$; $D_2 = -370\ кг$.

Материал—воздушно-сухая сосна I сорта; $[\sigma_c] = 100\ кг/см^2$.

Эксцентриситеты $e_1 = 10\ см$, $e_2 = 12{,}1\ см$.

Расчетный изгибающий момент от эксцентричного прикрепления решетки определяется согласно указаниям § 25:

а) при сжатии нижнего пояса:

$M^c_{эксц} = D_1 e_1 + D_2 e_2 = 790 \cdot 10 + 890 \cdot 12{,}1 = 18\,670\ кгсм$;

б) при растяжении нижнего пояса:

$M^p_{эксц} = 470 \cdot 10 + 370 \cdot 12{,}1 = 9\,180\ кгсм$.

Распределяя момент от эксцентричного прикрепления решетки поровну между панелями, получаем:

$$M^c_{эксц} = 0{,}5 \cdot 18\,670 = 9\,335\ кгсм; \quad M^p_{эксц} = 0{,}5 \cdot 9\,180 = 4\,590\ кгсм,$$

[1] Длины положительного и отрицательного участков линии влияния для нижнего пояса не равны между собой: одна из них больше, а другая меньше полупролета.

[2] В соответствии с этим ЦНИПС составлены таблицы расчетных усилий от единичной нагрузки для трехшарнирных арок с наиболее употребительными соотношениями генеральных размеров $\frac{f}{l}$; данные эти см. [60], [61] и [30].

Поперечное сечение нижнего пояса принято согласно рис. 246.

По всей длине пояса между узлами ставятся сплошные прокладки, соединенные нагелями из круглой стали $d_н = 12$ *мм*, $l_н = 360$ *мм* в количестве 20 шт. на 1 *пог. м* в крайних четвертях и 10 шт. на 1 *пог. м* в средних четвертях расчетной длины l_0 на продольный изгиб из плоскости арки (рис. 246). При этом согласно § 23 Н и ТУ $d_н = 12$ *см* $< \frac{1}{4} c_{мин} = \frac{1}{4} \cdot 50 = 12{,}5$ *мм*.

1) Расчет нижнего пояса на сжатие с учетом продольного изгиба из плоскости арки (относительно оси y—y)

Площадь сечения пояса $F_{бр} = 4 \cdot 5 \cdot 20 = 400$ *см*²; $U = -12\,450$ *кг*.

Расчетная длина $l_0 = l_1 + l_2 = 3{,}22 + 3{,}28 = 6{,}50$ *м*.

При определении l_0 расстояние между связями не увеличено согласно § 81 Н и ТУ на 25%, так как нижний пояс арки раскреплен не подкосами, а жесткими связями[1] (рис. 245).

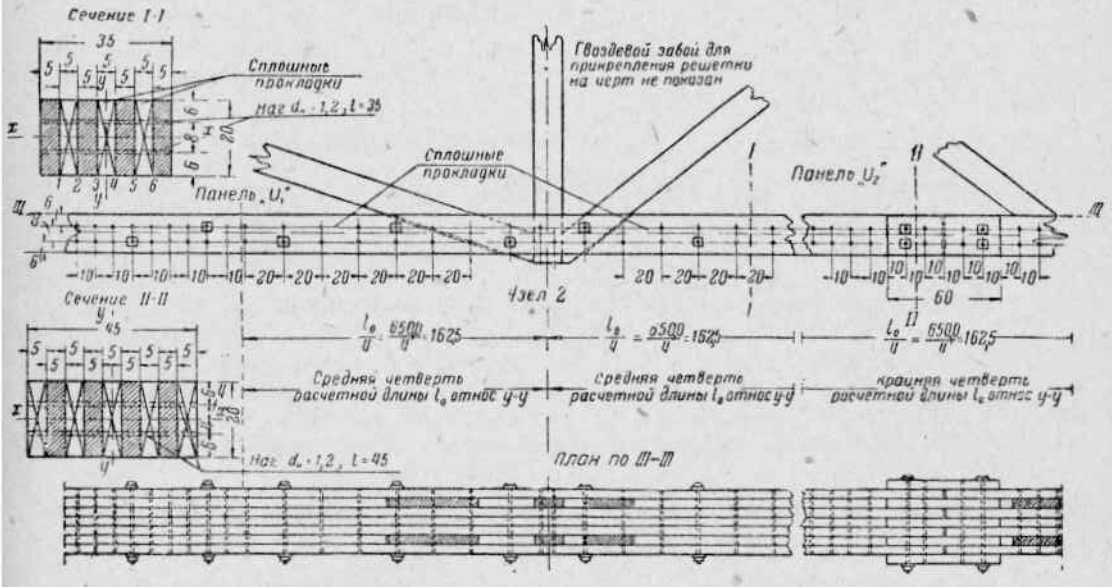


Рис. 246. Конструкция нижнего пояса трехшарнирной арки

Момент инерции (без учета сплошных прокладок, прерывающихся в узле, по середине расчетной длины)

$$J_y = 4 \cdot \frac{20 \cdot 5^3}{12} + 2 \cdot 5 \cdot 20\,(15^2 + 5^2) = 50\,830 \ \text{см}^4;$$

$$r_y = \sqrt{\frac{J_y}{F_{бр}}} = \sqrt{\frac{50\,830}{400}} = 11{,}29 \ \text{см};$$

$$\mu_0 = \sqrt{1 + k_c \frac{h n_ш}{l_0^2} \frac{[n_c]}{n_c}} = \sqrt{1 + 0{,}5 \frac{35 \cdot 6}{6{,}50^2} \cdot \frac{13{,}9}{20}} = 1{,}65,$$

где

$$k_c = 0{,}5; \quad h = 35 \ \text{см}; \quad n_ш = 6; \quad l_0 = 6{,}50 \ \text{м};$$

$$[n_c] = \frac{b}{d^2} = \frac{20}{1{,}2^2} = 13{,}9 \ \text{срезов на 1 пог. м}.$$

Гибкость стержня $\lambda_0 = \frac{l_0}{r_y} = \frac{650}{11{,}29} = 57{,}7$.

При $\lambda_1 = 0$ приведенная гибкость стержня

$$\lambda_y = \mu_0 \lambda_0 = 1{,}65 \cdot 57{,}7 = 95{,}2 < 130;$$

$$\varphi = 0{,}342.$$

Так как ослабление сечения гвоздями (приближенно принятое в размере 10%) и нагелями $F_{осл} = 4 \cdot 2 \cdot 1{,}2 \cdot 5 + 0{,}10 \cdot 400 = 88$ *см*² менее $0{,}25\, F_{бр}$, то (согласно § 19 Н и ТУ):

$$\sigma = \frac{U}{F_{бр} \varphi} = \frac{12\,450}{400 \cdot 0{,}342} = 91 < 100 \ \text{кг/см}^2.$$

[1] См. ниже раздел третий.

2) Расчет нижнего пояса на сжатие с учетом изгибающего момента от эксцентричного прикрепления решетки в плоскости арки (относительно оси x—x)

$$U = -12\,450 \text{ кг}; \quad M^{\circ}_{экс} = 9\,335 \text{ кгсм}.$$

Принимая ослабление сечения (в зоне узла) двумя болтами, расположенными по высоте сечения, согласно рис. 246, и четырьмя гвоздями $d = 5$ мм, расположенными по высоте сечения на равных расстояниях через 4 см, получаем:

$$F_{осл} = 4\,(2 \cdot 1{,}2 \cdot 5 + 4 \cdot 0{,}5 \cdot 5) = 88{,}0 \text{ см}^2;$$

$$F_{нт} = 400 - 88 = 312 \text{ см}^2.$$

Момент инерции относительно оси x—x без учета прокладки

$$J_{бр} = \frac{4 \cdot 5 \cdot 20^3}{12} = 13\,330 \text{ см}^4;$$

$$J_{нт} = 13\,330 - 4 \cdot 5 \left[2 \left(\frac{1{,}2^3}{12} + 1{,}2 \cdot 4^2 \right) + 2 \left(\frac{0{,}5^3}{12} + 0{,}5 \cdot 2^2 \right) + \right.$$

$$\left. + 2 \left(\frac{0{,}5^3}{12} + 0{,}5 \cdot 6^2 \right) \right] = 13\,330 - 1\,574 = 11\,756 \text{ см}^4;$$

$$W_{нт} = \frac{2J_{нт}}{h} = \frac{2 \cdot 11\,756}{20} \approx 1\,176 \text{ см}^3.$$

По формуле (9—25)

$$\sigma_p = \frac{N}{F_{нт}} + \frac{M^{\circ}_{экс}}{W_{нт}} = \frac{12\,450}{312} + \frac{9\,335}{1\,176} = 40 + 7{,}9 \approx 48 < 100 \text{ кг/см}^2.$$

Расчет нижнего пояса на растяжение в узле с учетом изгибающего момента от эксцентричного прикрепления решетки при $U_+ = 3\,170$ кг и $M^{p}_{экс} = 4\,590$ кгсм и в стыке, при той же величине U_+, даст заведомо более благоприятные результаты, чем приведенная выше поверка на сжатие.

В. Трехшарнирные арки из серповидных ферм и двухшарнирные серповидные арки (схемы 46 и 47 табл. 8)

В покрытиях с несущими конструкциями, опертыми непосредственно на фундаменты (без стен), подъемистые трехшарнирные арки с прямолинейным нижним поясом пригодны только в условиях специфических габаритных требований (например, в складах сыпучих тел и т. п.).

В тех случаях, когда необходимо иметь более свободное пространство внутри здания большого пролета[1], применяются трехшарнирные арки из серповидных ферм.

Благодаря слабой работе решетки в трехшарнирных и двухшарнирных арках наиболее рациональным решением для них является конструкция узлов на гвоздях. При проектировании этих арок можно руководствоваться правилами, данными выше для сегментных ферм, с дополнительными указаниями, сделанными в настоящей главе. Не исключена также возможность применения решетки типа Гау.

Особенностью арок рассматриваемых типов является устройство обоих поясов гнутыми, и работа этих поясов, сопровождающаяся изгибом их от эксцентричного приложения осевого усилия вследствие кривизны; верхний пояс, кроме того, работает на изгиб от местной нагрузки кровлей.

Стыки отдельных брусков поясов делаются вразбежку с достаточным взаимным перекрытием их и постановкой необходимого количества связей, в соответствии с правилами, данными выше для гнутых арок Эми[2]. Наиболее сложными и трудными для конструирования в трехшарнирных арках являются опорный и коньковый узлы, в которых оба пояса работают знакопеременно.

В покрытиях с трехшарнирными арками рекомендуется ось верхнего пояса делать совпадающей с кривой давления или приближающейся к ней (по параболе или по кругу).

---

[1] Например в эллингах, выставочных павильонах, перронных покрытиях и т. п.

[2] См. выше § 17.

В этом случае на нагрузку, равномерно распределенную по всему пролету, будет работать только или преимущественно верхний пояс; решетка и нижний пояс будут в основном работать при несимметричном загружении фермы.

Двухшарнирные серповидные арки как в русской, так и в заграничной строительной практике нашли весьма ограниченное применение. Эти арки — однажды статически неопределимы; за лишнюю неизвестную при расчете обычно принимают распор арки (или усилие в затяжке).

При обычном расчете с учетом только упругих деформаций стержней их расчетную площадь принимают равной площади брутто. Однако в соответствии со сказанным выше, в статически неопределимых системах следует учитывать также и деформации сопряжений, для чего можно воспользоваться понятием «приведенной» площади, принимая $F=F_{прив}$ [формула (6—23)].

В арках с металлической затяжкой необходимо учитывать влияние изменения ее температуры.

Г. Трехшарнирные арки из треугольных ферм (схемы 48 и 49 табл. 8)

Арки этого типа с металлической затяжкой представляют собой надежную конструкцию. Схема покрытия здания, характерная для оптимального применения их, представлена на рис. 247. Однозначность усилий в элементах раскосной решетки арок дает возможность применять в узлах наравне с кольцевыми соединениями врубки, а сравнительно небольшие величины усилий позволяют решать конструкцию узлов достаточно просто.

К другим достоинствам системы можно отнести работу большей части стержней на сжатие, т. е. наиболее выгодным для дерева образом.

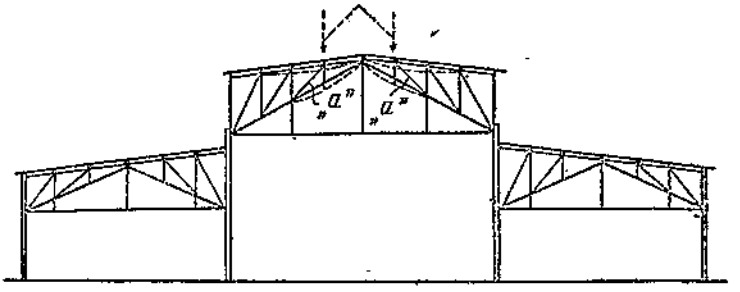


Рис. 247. Схема покрытия здания трехшарнирными арками из треугольных ферм

Недостатки этих арок аналогичны недостаткам арок из сегментных ферм: необходимость надежного пространственного крепления верхнего и нижнего сжатых поясов и наличие в арках с затяжкой т р е т ь е г о пояса.

Распорное решение (без затяжки) следует применять, как наиболее экономичное, во всех возможных случаях.

Не рекомендуется[1] делать в этих арках коньковые фонари, а также практиковать подвеску сосредоточенных грузов в средних узлах (за исключением конькового узла), так как благодаря малой высоте полуарок в этих узлах и острому углу наклона первых от конька раскосов a возможны значительные местные пластические деформации полуарок под влиянием длительно действующих сосредоточенных грузов (см. пунктир на рис. 247).

Длина панели арок назначается в пределах от 1,6 до 3,0 $м$; число панелей — от 4 до 12.

Конструкция арок (сечения поясов и решетки, типовые узлы и пр.) определяется выбранным способом сопряжений (схемы 48 и 49 табл. 8).

При проектировании арок следует руководствоваться правилами, данными выше для балочных ферм с аналогичными сопряжениями.

[1] Хотя в имеющейся литературе и встречаются противоположные указания; см. [62]

В соответствии с этим сечения поясов и решетки принимаются: 1) в арках на лобовых врубках с металлическими стойками-тяжами по рис. 248, *а*; 2) в арках, имеющих узлы с трехлобовым упором во вкладыши на нагелях по рис. 248, *б*; 3) в арках на кольцевых шпонках по рис. 248, *в* и *г*.

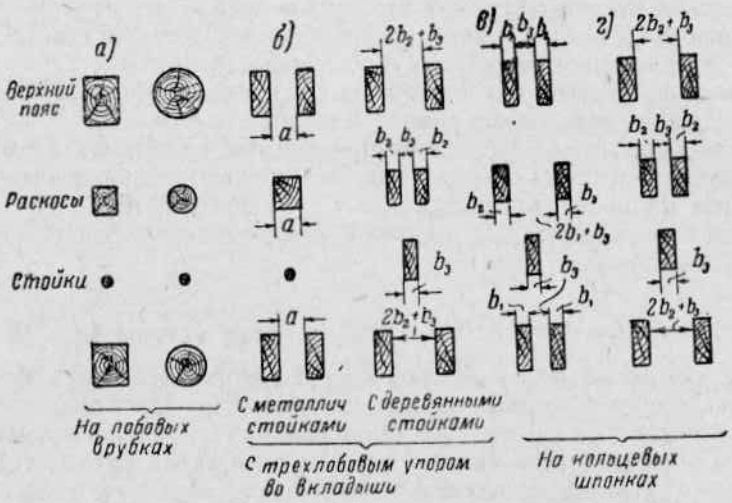


Рис. 248. Типы сечений поясов и элементов решетки

Типовые узлы *1* и *2* (схемы 48 табл. 8) в первом случае решаются аналогично узлам согласно рис. 150 и 151, во втором—согласно рис. 179 и 180 и в третьем—в соответствии с рис. 190, *а* или *б*.

Характерными узлами этих арок являются опорный и коньковый узлы.

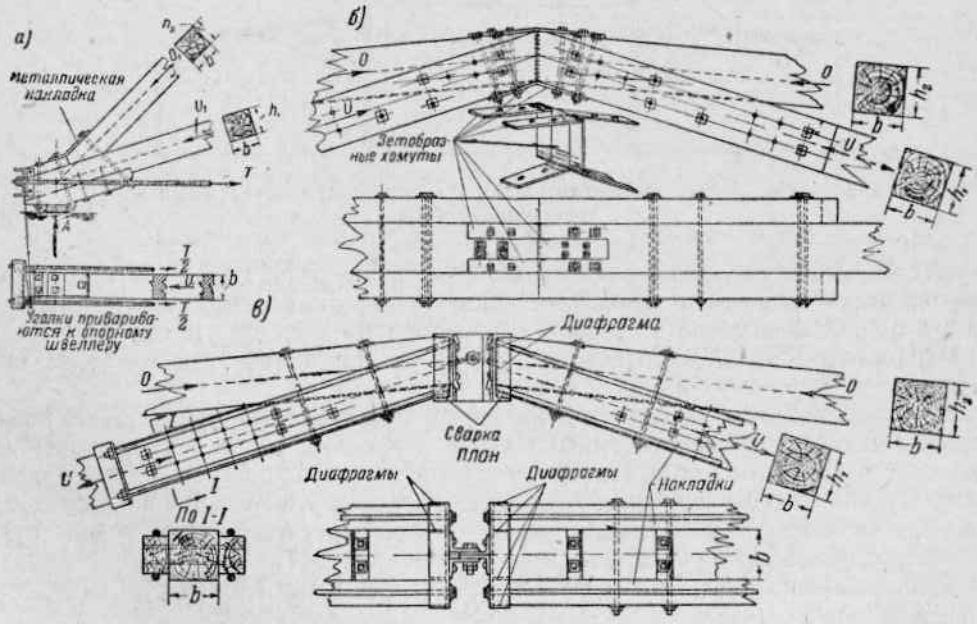


Рис. 249. Рекомендуемые решения опорного и конькового узлов для арок с брусчатыми поясами

На рис. 249 даны рекомендуемые решения опорного и конькового узлов для арок с поясами из брусьев или бревен; на рис. 250—для арок с дощатыми поясами.

При конструировании опорного узла надо стремиться к тому, чтобы передача усилий в узле сопровождалась минимальными местными деформациями, так как даже незначительные деформации вызывают большие прогибы конь-

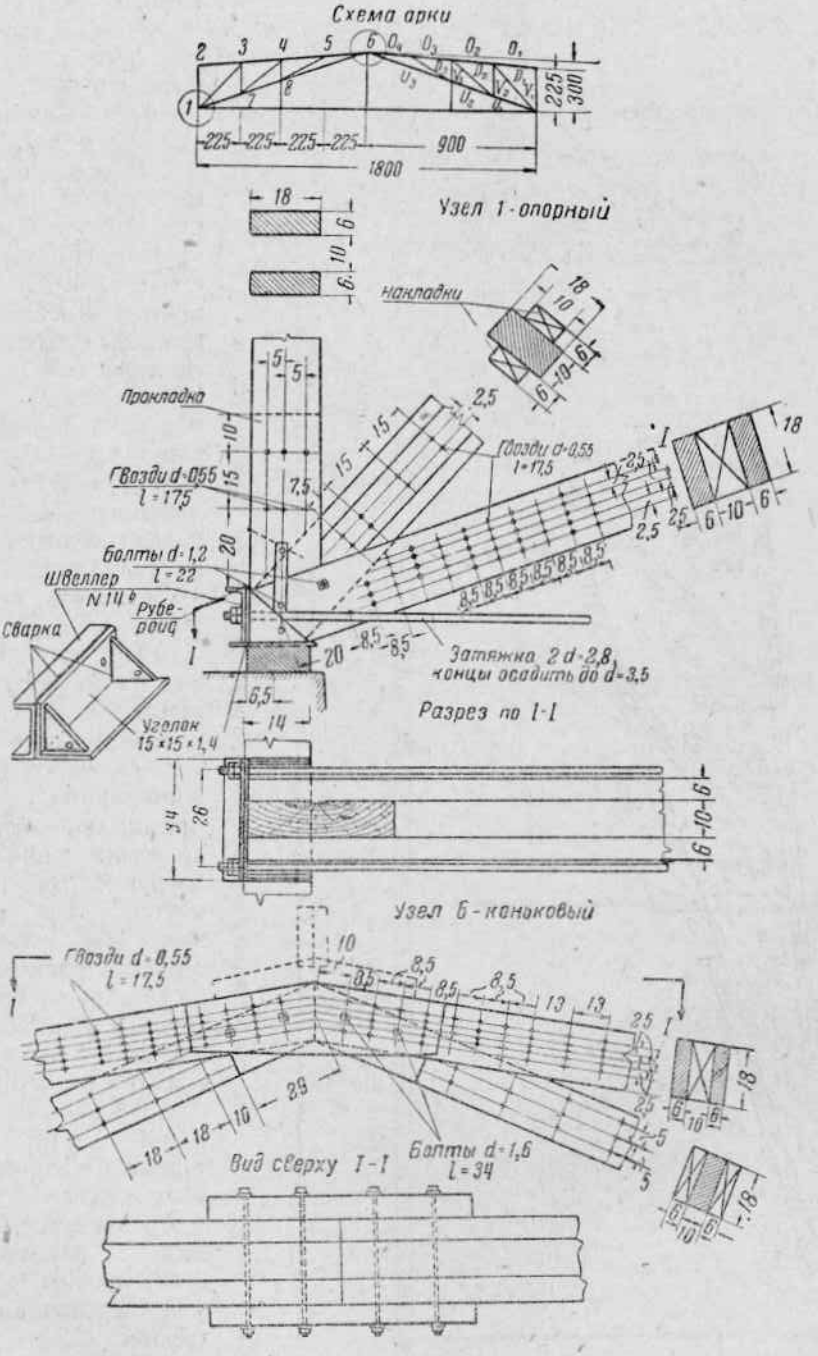


Рис. 250. Рекомендуемые решения опорного и конькового узлов для арок с дощатыми поясами

кового узла[1]. Для обеспечения возможности подтягивания затяжки на случай ремонта провисшей арки следует снабжать затяжку стяжными муфтами, рас-

[1] Просадка конькового узла не угрожает надежности арок, но может неблагоприятно отразиться на состоянии гидроизоляционного ковра ввиду наличия обычно в коньке сплошного шва в настиле под ковер.

полагая одну из них под коньковым шарниром, чтобы подтягивание можно было осуществлять с той же башни, с которой будет производиться вывешивание конькового шарнира.

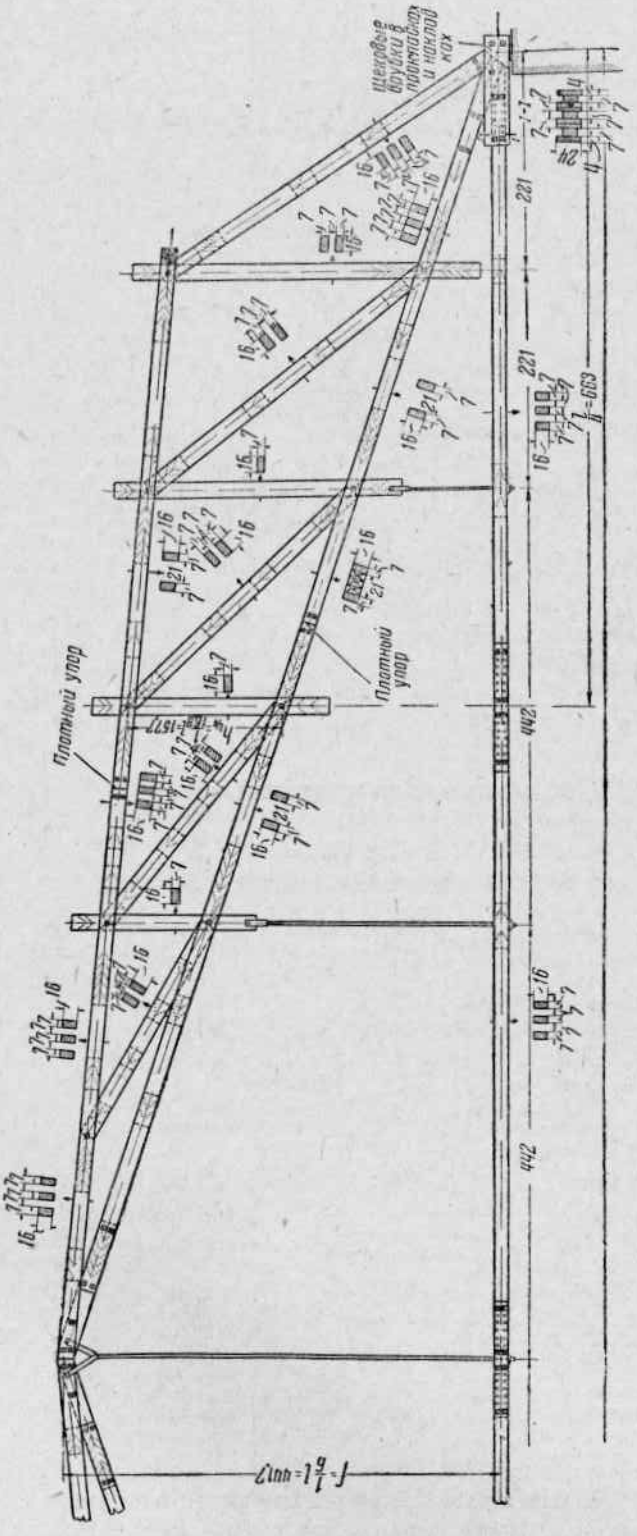


Рис. 251. Трехшарнирная арка из треугольных ферм пролетом 26,5 м

При конструировании арок следует применять брусья или доски не более двух-трех разных размеров.

В качестве примера на рис. 251 представлена конструкция арки покрытия гаража, построенного в 1933 г. Затяжка арки — деревянная; следовало бы сделать ее металлической, а опорный узел решить согласно рис. 250. Правильно решено примыкание лобовым упором (вместо трехлобового, как в прочих узлах) пологих раскосов в узлах верхнего пояса, ближайших к коньковому.

Так же как и в арках из сегментных ферм, усилия в верхнем поясе и решетке арок не зависят от нагрузки противоположной полуарки и принимают максимальные значения при полной загрузке той полуарки, которой они принадлежат. При этом во всех случаях раскосы сжаты, а стойки — растянуты; величины усилий в них не зависят от числа панелей.

В ближайших к коньковому узлу панелях нижнего пояса могут возникнуть знакопеременные усилия в зависимости от соотношения постоянной и временной нагрузок.

Методы производства работ по изготовлению арок этого типа определяются способом сопряжений, на которых они осуществляются, и аналогичны описанным выше для балочных ферм с соответствующими сопряжениями.

Немногочисленные испытания арок этого типа позволяют констатировать высокую жесткость их в коньке при рациональной конструкции опорного узла и затяжки.

Наряду с этим нельзя рассчитывать на значительную жесткость полуарок в панелях, ближайших к коньковому узлу, в связи с малой высотой полуарок в этих местах.

Д. Трехшарнирные арки из ферм с параллельными поясами (схема 50 табл. 8)

Одной из разновидностей трехшарнирных арок, рациональной в условиях, указанных в табл. 8, являются трехшарнирные арки из ферм с параллельными поясами на зубчато-кольцевых шпонках. На рис. 252 дан пример такой кон-

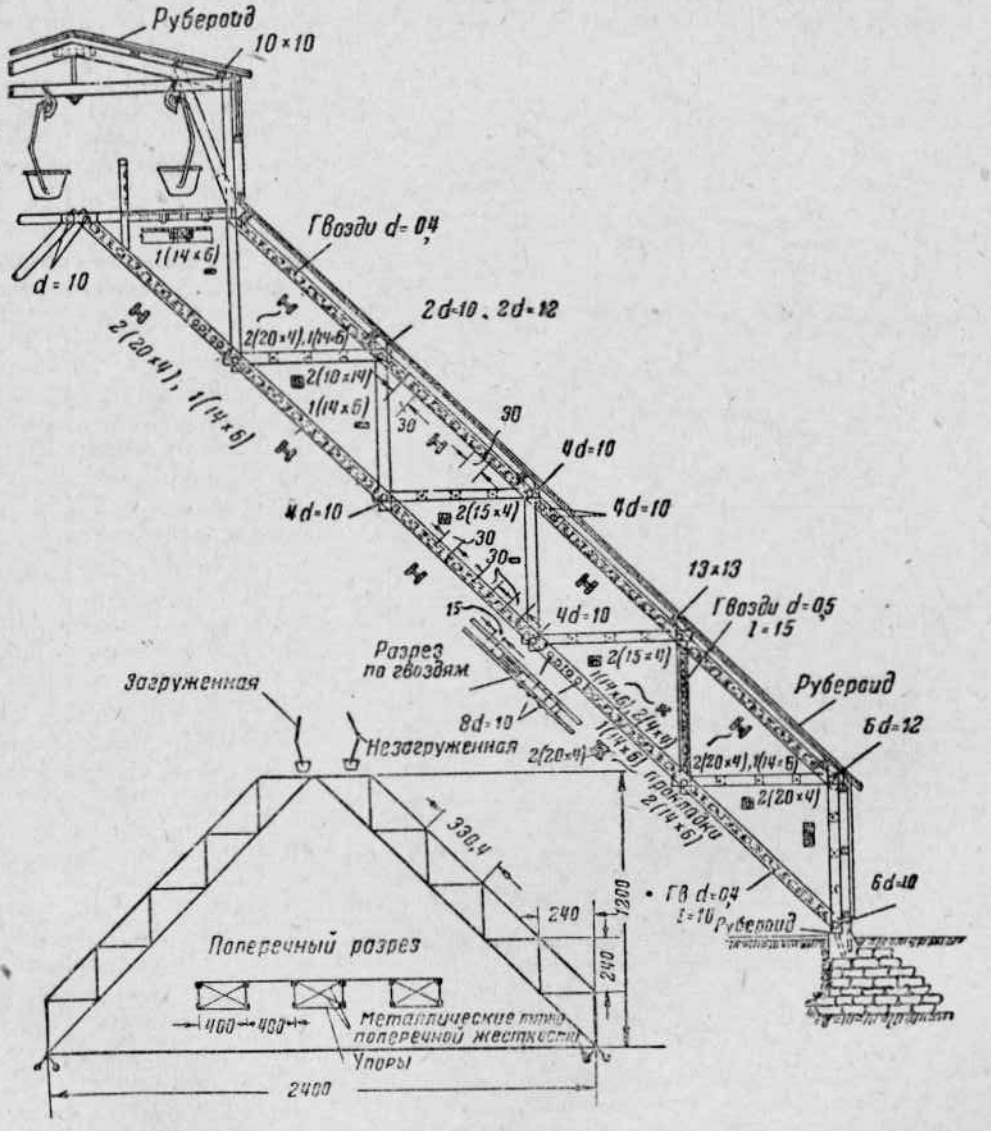


Рис. 252. Трехшарнирная арка из ферм с параллельными поясами на зубчато-кольцевых шпонках пролетом 24 *м*

струкции в покрытии склада сыпучего материала при расстоянии между арками $s=4$ *м*. На схеме рис. 252 показано правильное попарное крепление арок жесткими вертикальными связями. Конструкция арок достаточно проста. Ее можно было бы еще упростить и стандартизировать, ограничив число элементов

досок и брусков двумя-тремя разными размерами. Для приведения конструкции в соответствие с новыми Н и ТУ необходимо толщину досок увеличить до 5 *см* (см. § 52 Н и ТУ, а также § 52 В ч. I курса). Особенности расчета этого типа трехшарнирных арок определяются прямолинейностью нижнего пояса и аналогичны отмеченным выше для арок из сегментных ферм.

Е. Другие системы сквозных арок

Помимо описанных выше типов применяются[1] и другие формы сквозных арок различного очертания и конструкции.

Наиболее распространенными из них являются арки с постоянной высотой сечения и разными системами решетки.

Основным недостатком трехшарнирных арок с постоянной высотой сечения является трудность достаточно надежного и рационального решения опорного узла и конькового шарнира в связи с необходимостью передачи усилий с широко расставленных поясов к теоретическому центру шарнира.

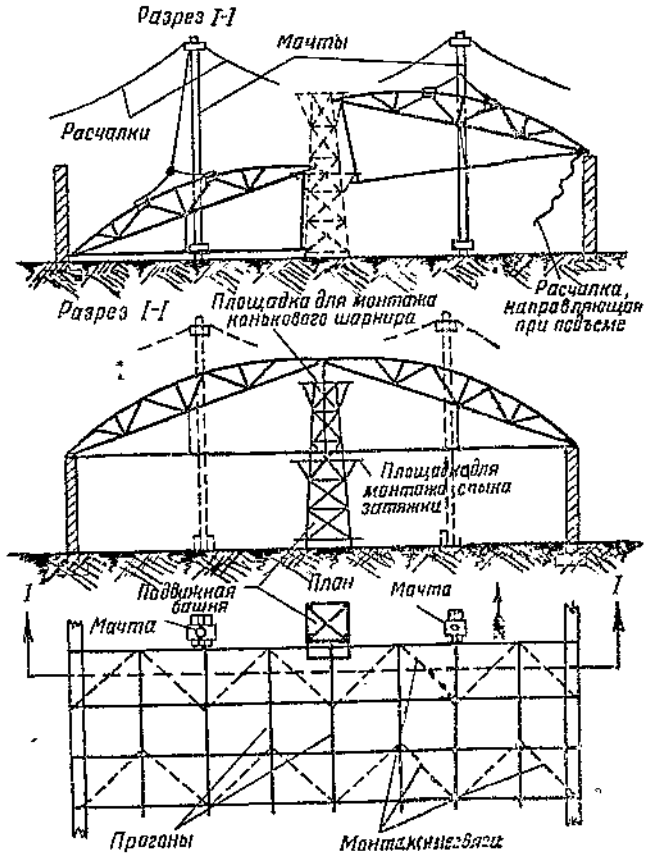


Рис. 253. Нормальная схема монтажа трехшарнирных арок из сегментных ферм

Ж. Особенности сборки и монтажа сквозных арок

Для трехшарнирных сквозных арок нормальным способом производства работ является следующий. Полуарки собираются в горизонтальном положении на бойке. Способ сборки определяется типом сопряжений и конструктивными особенностями системы и ничем не отличается от описанных выше приемов, применяемых при сборке балочных ферм аналогичной конструкции. Монтаж относительно пологих[2] арок с затяжками, опирающихся на стены, колонны и т. п. (например, согласно схемам 44, 48, 49 табл. 8), обычно производится при помощи двух мачт на расчалках, копров или подвижных кранов и средней подвижной башни, снабженной рабочими площадками для монтажа ключевого шарнира и стыка затяжки.

Рис. 253 иллюстрирует монтаж этим способом трехшарнирных арок из сегментных ферм.

При монтаже подъемистых трехшарнирных арок, опирающихся непосредственно на фундаменты (схемы 45, 46, 50 табл. 8), можно обойтись одной

---

[1] Преимущественно в заграничной строительной практике; см. [67].

[2] При $f \leqslant \frac{1}{5} l$.

центральной подвижной башней, снабженной двумя кранами-укосинами или дерриками.

В этом случае полуарки поднимаются парами, для чего они на земле кантуются в вертикальное положение и соединяются поперечными вертикальными связями (рис. 254).

Такой способ монтажа особенно удобен при сближенной, парной расстановке арок. При значительном расстоянии между отдельными арками лучше монтировать их порознь приемом, аналогичным описанному выше для пологих арок.

Это прием применялся, например, на строительстве главных павильонов международной выставки 1939 г. в Сан-Франциско.

Трехшарнирные арки этих павильонов пролетом $l=61$ м с поясами ломаного очертания и решеткой типа Гау собирались внизу на бойке в виде полуарок, каждая из которых весом около 10 т затем поднималась в вертикальное положение дерриккраном на гусеничном ходу со стрелой вылетом 26 м.

Выявленный опытным путем, на модели полуарки, наиболее удобный способ подъема ее при помощи шести стропов обеспечил быстрый[1] подъем полуарок в вертикальное положение без появления в них перенапряжений. Соединение полуарок в ключе производилось с башни, которая переставлялась с места на место одним из кранов.

Общий вид территории выставки в Сан-Франциско в момент постройки ее представлен на рис. 255. Этот снимок хорошо иллюстрирует отдельные этапы возведения павильонов: налево видны павильоны почти готовые, покрытые кровлей; посредине — только что установленные несущие конструкции павильонов; направо — подготовленные к монтажу, лежащие на земле полуарки, фермы связей и пр.

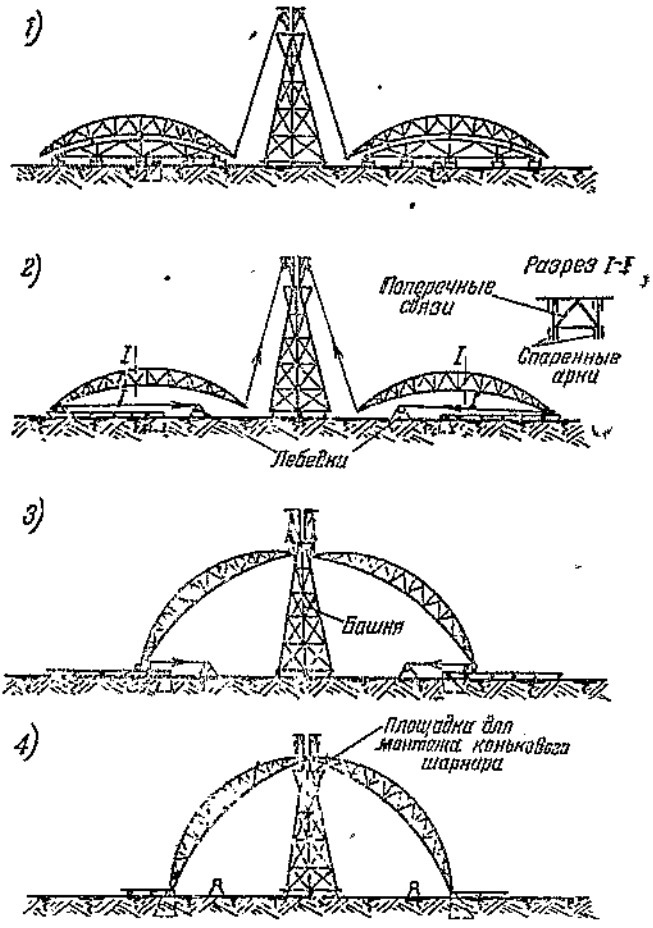


Рис. 254. Монтаж подъемистых трехшарнирных арок при помощи одной центральной башни, снабженной кранами

В отдельных случаях в арках больших пролетов возможна вертикальная сборка их с подвижных подмостей.

§ 35. РАМЫ (СХЕМЫ 51, 52 И 53 ТАБЛ. 8)

А. Общие данные и принципы проектирования

Рамные конструкции отличаются от арочных тем, что очертание обоих поясов в них сильно отклоняется от кривой давления. Как следствие этого значительно возрастает роль изгибающих моментов и поперечных сил, достигающих значительной величины даже при симметричном загружении рам (например, постоянной нагрузкой). Существенно возрастает работа и роль решетки, что делает работу дерева в рамах менее выгодной, чем в арках, а в статически неопределимых рамах увеличивает неблагоприятное для работы конструкции

[1] Около 5 мин. на каждую полуарку.

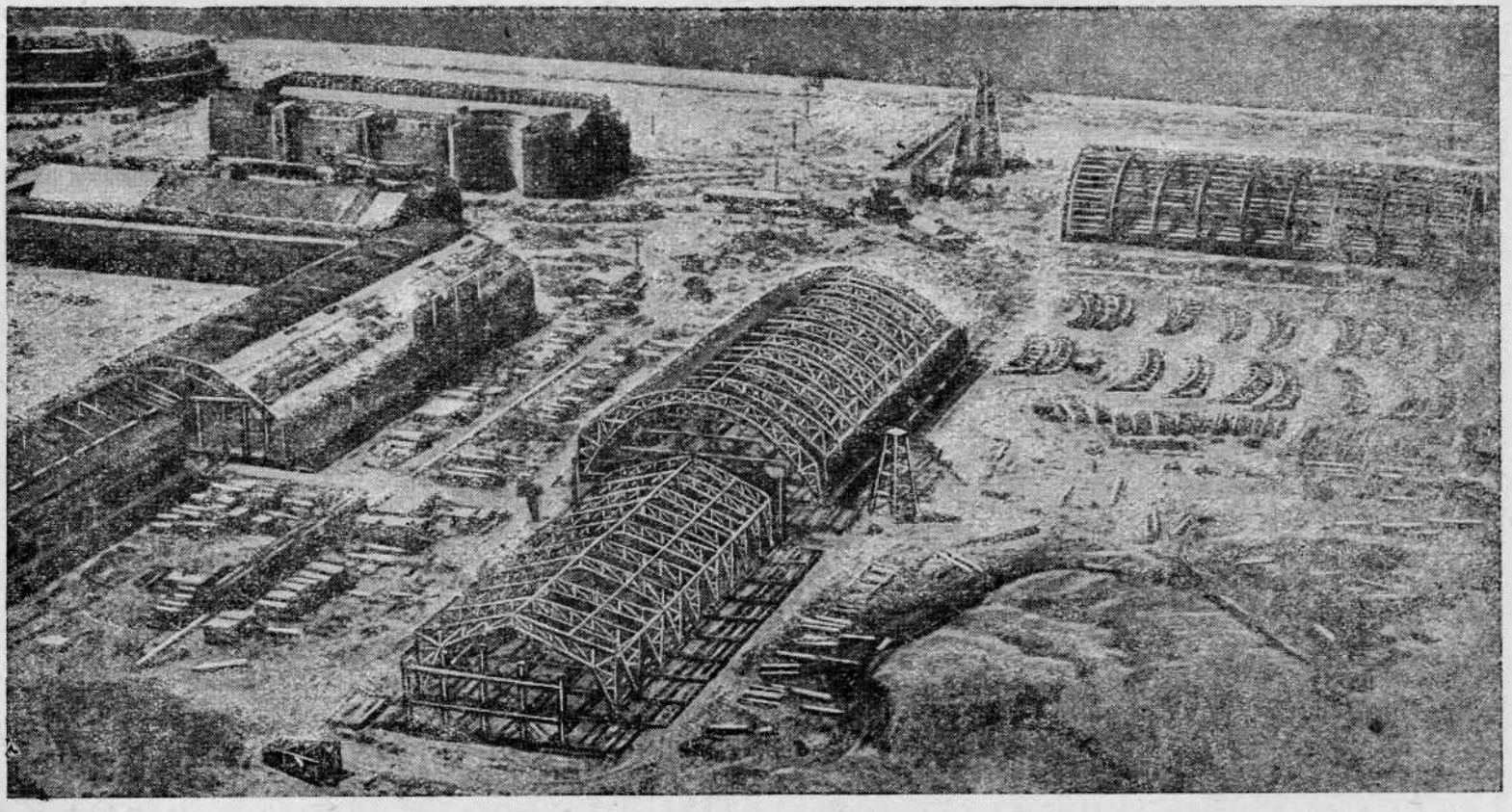


Рис. 255. Общий вид территории международной выставки в Сан-Франциско в момент монтажа арочных конструкций павильонов

влияние перераспределения усилий в стержнях системы. Решение деревянных рамных конструкций осложняется серьезными трудностями, возникающими при конструировании узлов рам в местах резкого перелома поясов, нередко работающих в этих панелях на знакопеременные усилия. Это заставляет признать обычные формы рамных конструкций не оптимальными для осуществления в дереве и ограничить применение их отдельными частными случаями, обусловленными наличием специальных требований к несущей конструкции.

Такими условиями являются:

1) отсутствие в конструкции здания несущих стен и невозможность обеспечения поперечной устойчивости здания иначе[1] как путем придания жесткости в этом направлении самой несущей конструкции покрытия, при одновременном требовании минимального стеснения габарита помещения—внутри;

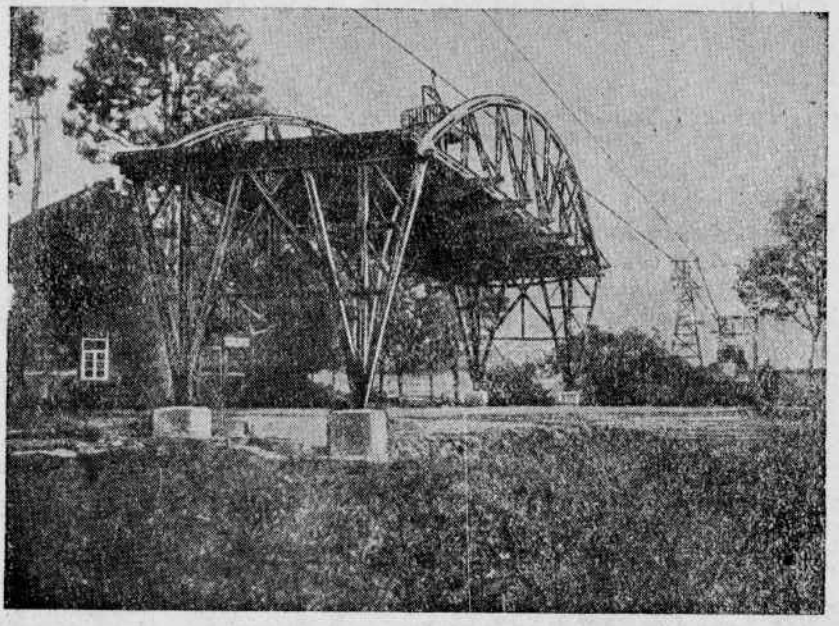


Рис. 256. Двухшарнирная рамная конструкция защитного покрытия проезда под канатной дорогой

2) необходимостью обеспечения пространственной жесткости специальных отдельно стоящих сооружений с очертанием, ограниченным определенными габаритными требованиями.

В тех случаях, когда позволяют габаритные требования, целесообразно придавать рамам формы, наиболее соответствующие характеру работы деревянных конструкций (см. ниже рис. 262).

Характерный случай применения рам, жестко ограниченных габаритными требованиями, иллюстрируется специальной конструкцией защитного покрытия проезда под канатной дорогой (рис. 256). Для обеспечения пространственной неизменяемости сооружение осуществлено в виде рамной конструкции в двух взаимно перпендикулярных направлениях.

Так же как и арки, рамные конструкции требуют надежного пространственного крепления связями нижнего сжато-растянутого пояса.

Особое внимание следует уделять конструкции связей, служащих для закрепления узла *а* (рис. 257, *б*) нижнего пояса в месте его перелома, при сопряжении ригеля со стойкой.

Как и в арках, рекомендуется парная расстановка рам в тех случаях, когда это представляется возможным.

[1] Путем устройства контрфорсов или при помощи перекрестных настилов кровли, образующих в плоскости последней жесткую пластинку, закрепленную по двум сторонам на торцовых стенах, и т. п.

При выборе очертания нижнего пояса рамных конструкций следует избегать вогнутого контура (например, по рис. 257, *а*). Вогнутый контур сильно осложняет конструирование рамы, увеличивая число переломных, трудно раскрепляемых в пространстве узлов нижнего, сильно напряженного в этой части пояса; получающееся при этом уменьшение высоты поперечного сечения опорной ноги рамы повышает усилия в элементах системы[1].

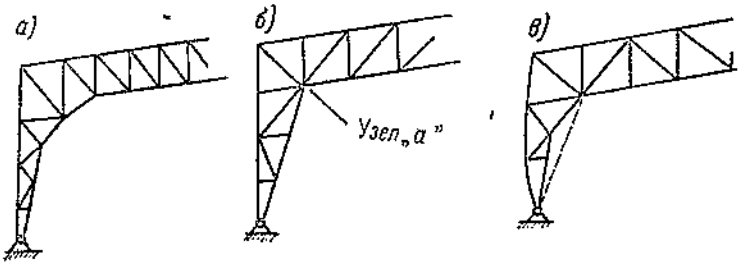


Рис. 257. Схемы неправильного и рационального очертаний внутреннего контура деревянных сквозных рам

Очертание следует делать простым—из двух пересекающихся прямых: одной, являющейся ногой стойки, другой, ограничивающей ригель рамы (см. рис. 257, *б*, а также схемы 51 и 52 табл. 8).

Неудачный выбор очертания рамы может привести к значительным деформациям опорных частей стоек рам в плоскости системы, как это показано на рис. 257, *в*.

Другая, опасная по своим последствиям ошибка при назначении очертания деревянной рамы состоит в выборе схемы рамы с пологим ригелем малой высоты. В таких системах очень сильно сказывается влияние пластических деформаций и значительно снижается эффект защемления ригеля в опорных стойках. Все это приводит к появлению недопустимых прогибов конструкции.

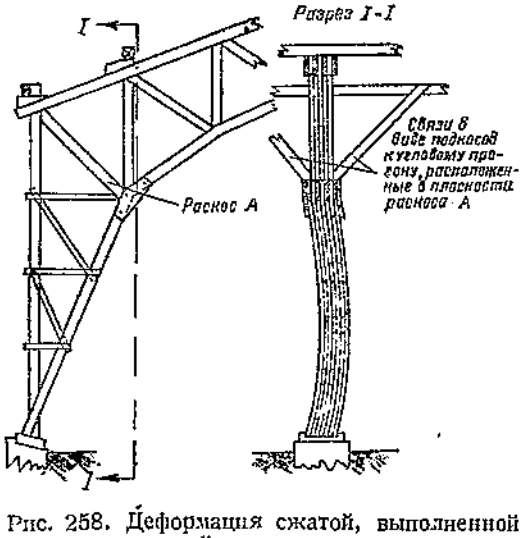


Рис. 258. Деформация сжатой, выполненной в виде многослойного пакета на г. к. ш. опорной ноги рамы

В отношении применения в рамах кольцевых шпонок (могущих работать знакопеременно) раскосная и треугольная решетки равноценны. Однако первая из них, дающая меньшую длину панели нижнего, в известной части сжатого пояса предпочтительнее в отношении работы последнего на продольный изгиб.

Число основных досок в сечениях поясов рам следует назначать не более четырех, так как при большем количестве ветвей (а следовательно, и швов) составного сжатого стержня возможны значительные деформации последнего, даже при связях нормальной податливости. Достаточно наличия незначительного, почти неизбежного практически, начального эксцентриситета, вызывающего изгибающий момент в таком многослойном стержне, чтобы этот эксцентриситет начал сильно увеличиваться вследствие сдвига связей. Со временем дают себя знать пластические деформации сопряжений, и в конце концов через несколько лет эксплоатации такой элемент настолько деформируется, что тре-

[1] См. [171].

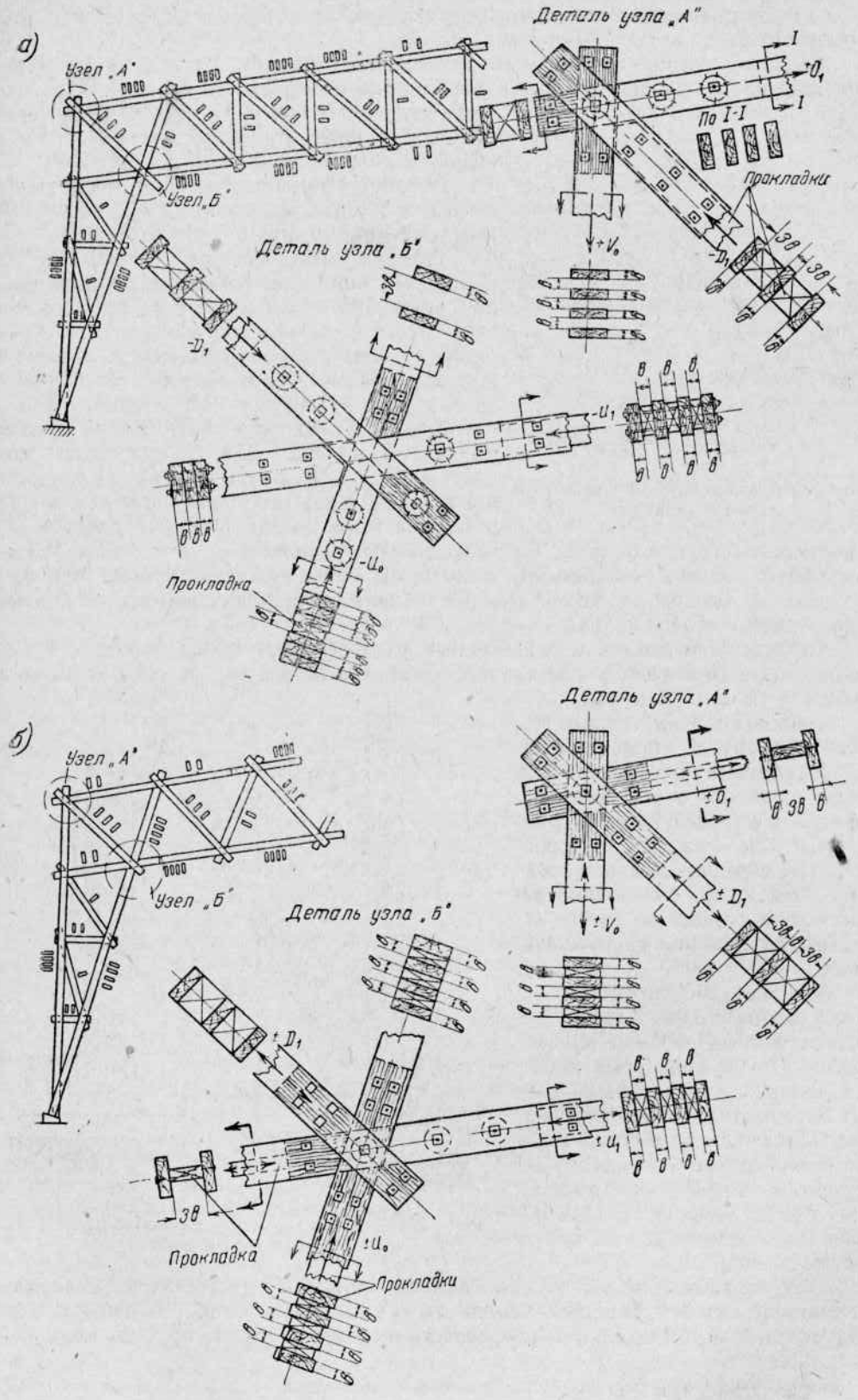


Рис. 259. Примеры конструкции переломных узлов верхнего и нижнего поясов рам

бует ремонта. Недопустимо применение в сжатых стержнях в качестве связей гладких кольцевых шпонок как сопряжения, обладающего первоначальной неплотностью.

Характерным примером, подтверждающим сказанное, могут служить неоднократно наблюдавшиеся в рамах деформации из плоскости системы внутренних наклонных опорных стоек (ног), решенных в виде многослойных пакетов на гладких кольцевых шпонках (рис. 258).

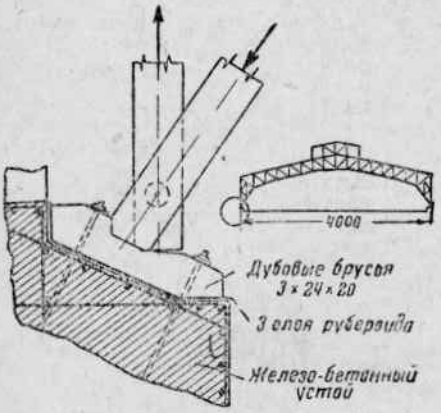


Рис. 260. Рекомендуемое решение опорного узла рам

Ремонт деформировавшейся ноги рамы может быть произведен способом, аналогичным описанному ниже в § 37[1].

Типовые промежуточные узлы рам на кольцевых шпонках решаются по принципам, подробно освещенным в § 32. Наибольшие конструктивные трудности представляют решения узлов верхнего и нижнего поясов в местах перелома их в надопорных частях рам и конструкция опорного узла.

Примеры решения переломных узлов приведены на рис. 259. Конструкция согласно рис. 259, *а* применима в случаях преобладания вертикальной нагрузки, когда в связи с этим усилия в поясах рамы в переломных узлах однозначны (в верхнем—растягивающие, в нижнем—сжимающие). В легких покрытиях, в которых большую роль играет ветровая нагрузка и благодаря этому усилия в поясах знакопеременны, пригодна конструкция, изображенная на рис. 259, *б*.

Характерным дефектом переломного узла верхнего пояса является образование трещин в концах растянутых элементов по причинам, рассмотренным выше в § 52 Б ч. I курса.

Появление этих трещин неизбежно в случае коротких концов растянутых элементов. Для предотвращения этого опасного дефекта узел следует конструировать, как указано на рис. 259, *а*, *б*, с прокладками в концах элементов. Усиления дефектных переломных узлов освещены в специальных руководствах[2].

На рис. 260 представлена конструкция опорного узла с непосредственным соединением элементов ног на кольцевых шпонках. Опорой для ног рамы служит массивная дубовая подушка, обеспечивающая известную шарнирность опоры благодаря деформации древесины поперек волокон. Дубовые подушки покоятся на армированном бетонном фундаменте.

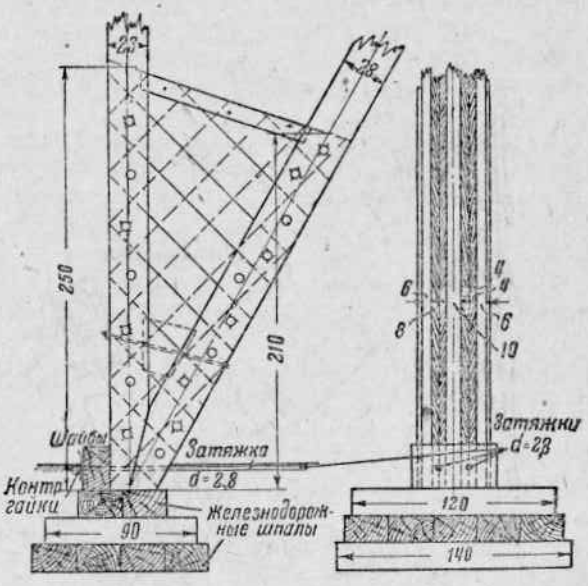


Рис. 261. Опорный узел трехшарнирной рамы временного покрытия

Достоинством такого решения является большая простота и возможность восприятия знакопеременных усилий в обеих ногах опоры. К недостаткам следует отнести: значительную потребность в сухих дубовых брусьях крупного

[1] См. также (54) и (38).
[2] См. (54).

размера и наличие в узле эксцентриситета в связи с тем, что центр фактического шарнира (центр кольца) приподнят над плоскостью опирания наклонной ноги рамы на дубовую подушку. Это неизбежно вызывает изгиб конца наклонной ноги, так как направление опорной реакции не совпадает с ее осью.

Однако опасность дополнительных напряжений от изгиба уменьшается тем, что наклонная нога рамы обычно имеет на опоре мощное сечение, полностью не используемое на основные сжимающие усилия. Достаточно длительная, в течение 10—12 лет, эксплоатация значительного количества рам больших пролетов с таким решением опорных узлов показала отсутствие в них каких-либо серьезных дефектов. Учитывая все сказанное, такую конструкцию узла можно рекомендовать к применению при обязательном условии изготовления опорных подушек из высококачественного здорового сухого дуба.

Опорный узел трехшарнирной рамы пролетом $l = 60$ *м* временного легкого покрытия[1], изображенный на рис. 261, страдает тем же недостатком, что и опорные узлы трехшарнирных арок, решенные с передачей растягивающих усилий через перекрестную стенку (см. выше рис. 243).

Однако в данном случае опасность изгибающего момента от эксцентриситета меньше, так как вместо пакета маломерных брусков наклонная нога рамы состоит из трех значительно более жестких досок.

Б. Особенности конструирования и расчета рам различных типов

Помимо изложенных выше общих принципов конструирования отдельные типы рам имеют свои особенности.

1. Трехшарнирные рамы, являясь статически определимыми, пригодны даже в тех случаях, когда не исключена возможность небольшого сдвига опор в горизонтальном направлении (при недостаточно плотных грунтах и т.п.). Кроме того, они не заключают в себе опасности перераспределения усилий между стержнями внутри системы при накоплении в ней с течением времени пластических деформаций.

Поэтому наравне с решением трехшарнирных рам на зубчато-кольцевых шпонках, являющихся основным способом сопряжений для рамных конструкций, трехшарнирные рамы можно осуществлять и на гладких кольцевых шпонках.

Необходимо иметь в виду, что трехшарнирные рамы являются менее жесткими из плоскости системы благодаря наличию шарнира; последний представляет деталь, осложняющую конструирование рамы. Примером применения трехшарнирных рам могут служить рамы покрытия паровозного депо, изображенные на рис. 40 ч. I курса.

2. Двухшарнирные рамы с ломаным и горизонтальным ригелем, являющиеся системой статически неопределимой, следует осуществлять только на податливых сопряжениях, в частности, на зубчато-кольцевых шпонках. Последние, давая почти одинаковые деформации в сопряжениях под различными углами, обеспечивают, примерно, одинаковое приращение пластических деформаций во всех сопряжениях системы. Тем самым сводится к минимуму возможное перераспределение усилий в элементах системы, происходящее с течением времени в конструкциях с сопряжениями различной жесткости.

Кроме того в сопряжениях на зубчатых шпонках, даже в случае перегрузки отдельных стержней, обеспечивается достаточно равномерное распределение усилий между отдельными шпонками и ветвями, а значительные деформации зубчатых шпонок, неизбежно предшествующие разрушению, всегда будут служить сигналом неблагополучного состояния конструкции, чего не гарантируют жесткие гладкие кольцевые шпонки. Поэтому в статически неопределимых рамных конструкциях применение гладких кольцевых шпонок недопустимо[2], равно как и смешанное решение узлов по типу рис. 192.

---

[1] См. [68], стр. 281.

[2] Применение гладких кольцевых шпонок может быть допущено во временных конструкциях, рассчитанных на небольшой срок службы.

На рис. 262 представлена облегченная рамная конструкция промышленного здания военного времени[1]; назначение подкосов—обеспечить поперечную

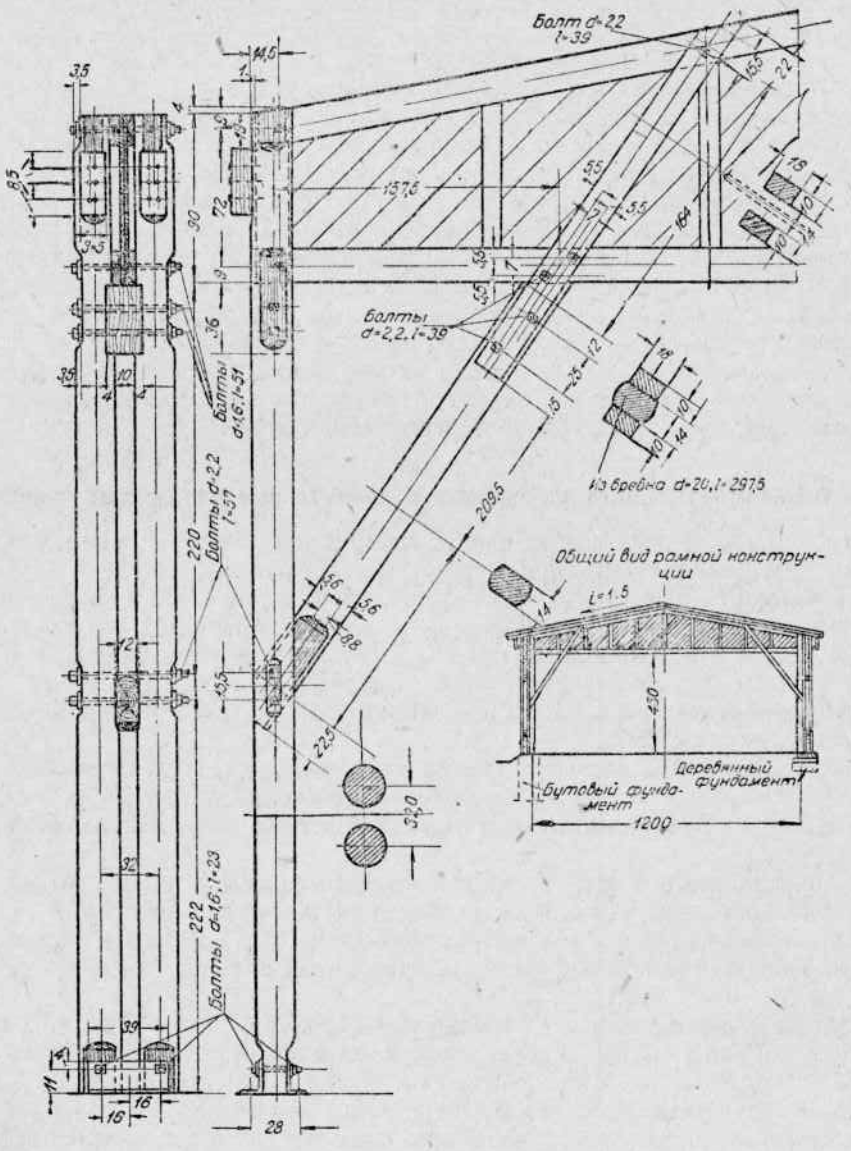


Рис. 262. Рамная конструкция покрытия

жесткость здания. Расчет рамной конструкции согласно рис. 262 производится обычным методом.

В. Особенности сборки и монтажа рамных конструкций

Сборку рамных конструкций для нормальных пролетов (табл. 8) обычно производят в горизонтальном положении, на бойке. Приемы сборки аналогичны применяемым для балочных ферм с однотипными сопряжениями[2]. По сравнению с балочными фермами (и арками) операция подъема рам в вертикальное положение осложняется конфигурацией их. Подъем можно произ-

[1] См. [22].
[2] В основном—кольцевыми шпонками.

водить при помощи мачт, копров или подвижных кранов. При подъеме существенное значение имеет расположение подъемных приспособлений по отношению к монтируемой раме. Наиболее рациональным является способ, при котором все или большая часть подъемных приспособлений устанавливаются внутри контура рамы по линии ригеля, со стороны, обратной уже установленным конструкциям (рис. 263). Подъем рамы производится, как показано на том же рис. 263. Передвижение концов опорных стоек рамы по мере подъема последней производится при помощи двух лебедок или просто ручных талей (при

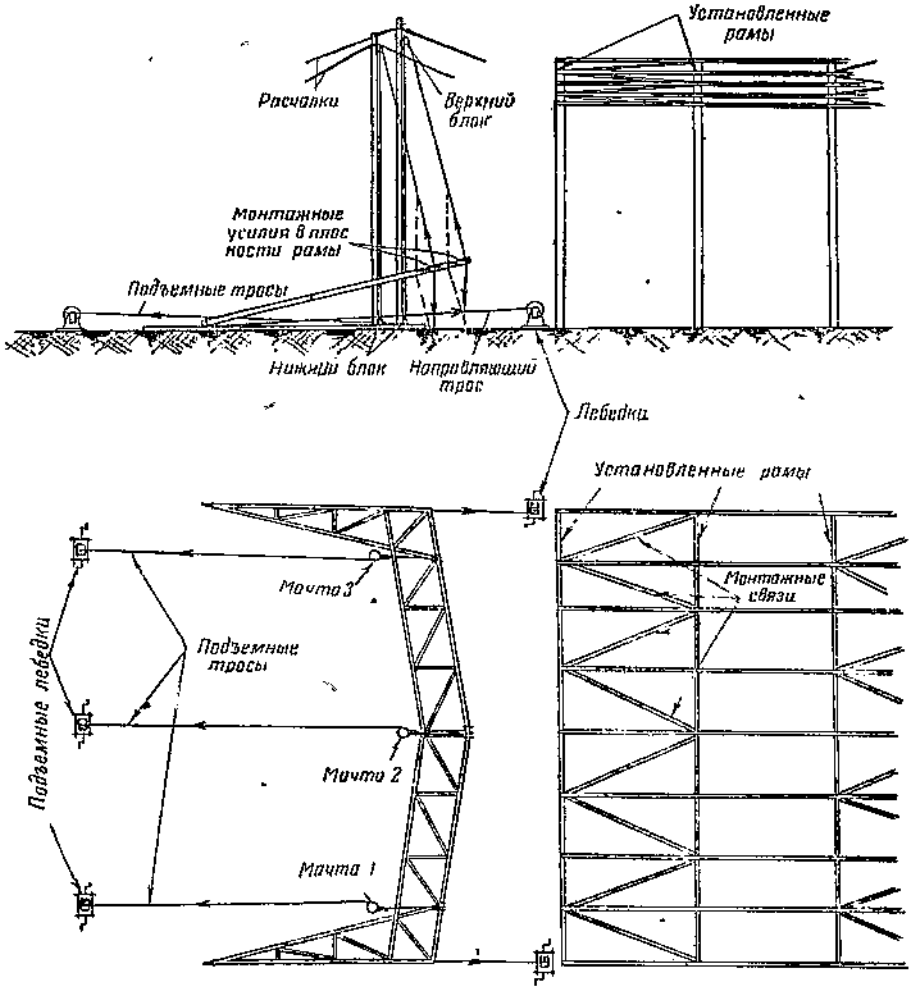


Рис. 263. Схема подъема рам со скольжением опорных частей их по направляющим в уровне земли

небольших размерах рамы). Число подъемных приспособлений устанавливается в зависимости от конструкции и пролета рамы с таким расчетом, чтобы в элементах последней при подъеме не возникало опасных деформаций и перенапряжений.

Другой, менее рациональный, способ подъема рам состоит в том, что все мачты располагаются со стороны уже установленных рам, немного отступя по направлению к последним от линии, соединяющей центры опорных шарниров монтируемой рамы. Этот способ схематически изображен на рис. 264.

Сравнивая эти способы, необходимо отметить существенные преимущества первого. Помимо одинакового в обоих случаях изгиба рам от действия собственного их веса при втором способе на рамы действуют значительные сжимающие усилия (особенно в начальной стадии подъема). Достоинством первого

способа является возможность удобной и быстрой передвижки по кратчайшему пути подъемных приспособлений для монтажа следующей рамы[1], тогда как во втором случае такой передвижке препятствует только что установленная последняя рама. Это преимущество, не имеющее значения для подвижных кранов, весьма существенно при работе мачтами или копрами (особенно первыми), так как сложная передвижка мачт сильно замедляет работу.

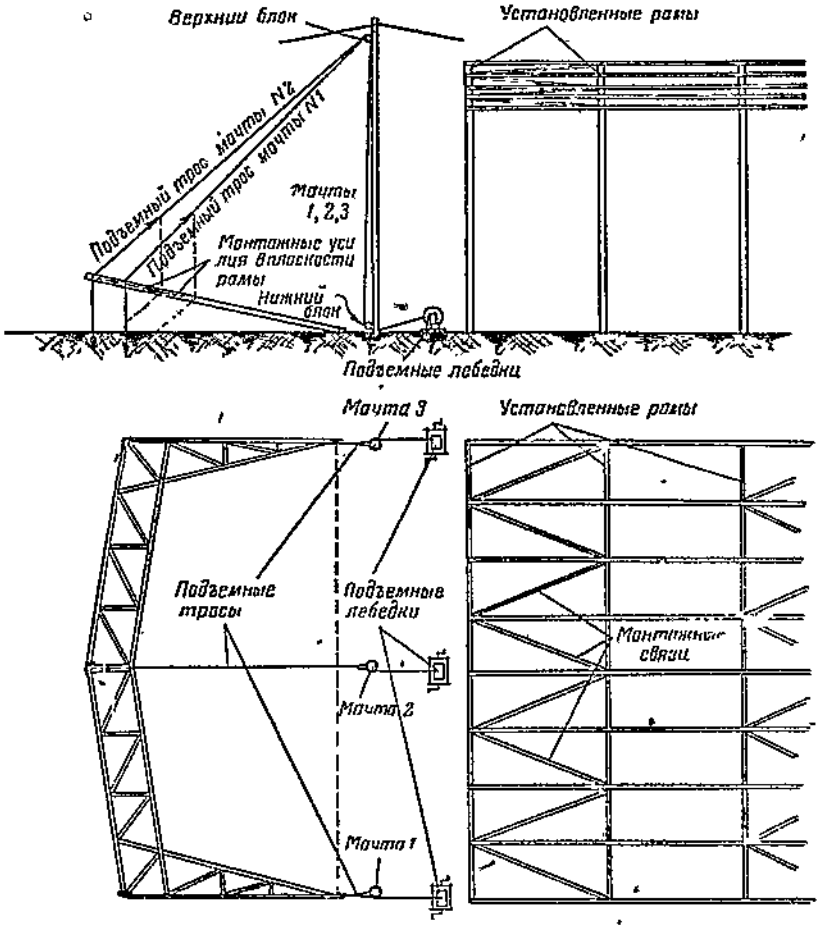


Рис. 264. Схема подъема рам путем вращения их около опорных шарниров

Трехшарнирные рамы можно также монтировать аналогично трехшарнирным аркам.

В отдельных случаях, при больших пролетах рам и затруднительности применения описанных способов, осуществляется вертикальная сборка их с подвижных лесов.

§ 36. РЕШЕТЧАТЫЕ СТОЙКИ

А. Общие данные и принципы проектирования

Решетчатые стойки применяются в промышленных зданиях для создания поперечной их устойчивости и решения торцовых стен (рис. 265). Стойки воспринимают вертикальную нагрузку от покрытия и кранов и горизонтальное давление ветра.

[1] Лежащая на пути передвигаемых копров или мачт очередная, подлежащая подъему рама не может служить препятствием для передвижки, так как, с одной стороны, при устройстве бойка можно предусмотреть некоторое заглубление его, а с другой — над лежащей на бойке рамой легко устроить настил для передвижки подъемных приспособлений.

При наличии кранов применяются стойки ступенчатого типа (рис. 265, *а*, *б*); при отсутствии кранов сечение стойки может быть постоянным по всей ее высоте (рис. 265, *г*). Стойки размещаются или внутри здания или снаружи в виде контрфорсов треугольного очертания (рис. 265, *в*). В капитальных сооружениях наружные стойки должны быть надежно защищены от гниения. Отношение ширины h_0 (расстояние между центрами ветвей) решетчатой стойки

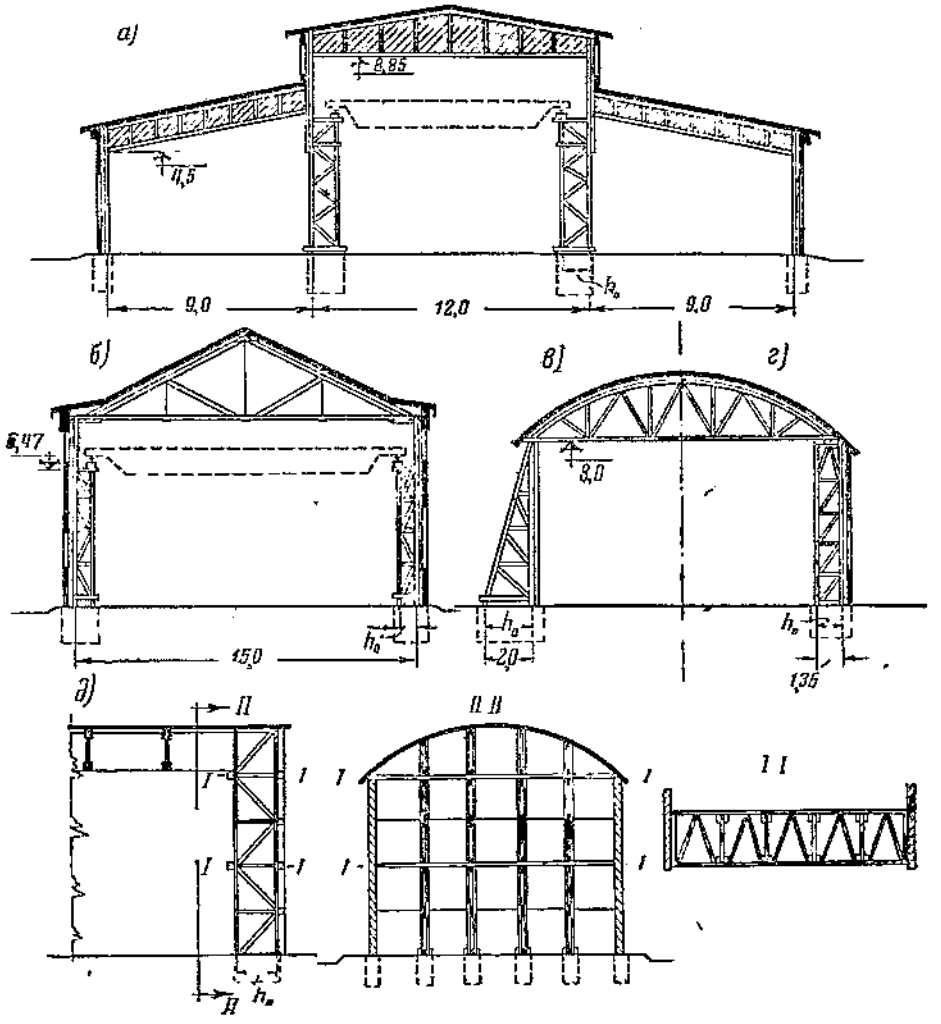


Рис. 265. Типы решетчатых стоек

к ее высоте принимается обычно в пределах $\frac{1}{5}$ — $\frac{1}{8}$ для стоек с параллельными ветвями и $\frac{1}{4}$ — $\frac{1}{6}$ для контрфорсов треугольного очертания (рис. 265).

Сечение ветви стойки в направлении, нормальном к ее плоскости, состоит из одного или двух элементов: бревен, брусьев или досок. При одиночном сечении ветви решетка стойки делается двойной, охватывая с обеих сторон ветви стойки; при ветвях из двух элементов решетка размещается в зазорах между ними. Узлы стоек конструируются обычно с эксцентричным присоединением решетки. В качестве узловых сопряжений чаще всего применяются болты и гвозди. Закрепление стоек в фундаментах осуществляется при помощи металлических анкеров из полосовой или круглой стали. На рис. 266 приведены детали конструкции решетчатой стойки ступенчатого типа.

Б. Расчет решетчатых стоек

Стойки рассчитываются на вертикальную нагрузку и на горизонтальную — от давления ветра и поперечного торможения кранов.

При расчете на вертикальную нагрузку, пренебрегая продольными деформациями ветви стойки, можно считать, что нагрузка, приложенная к одной

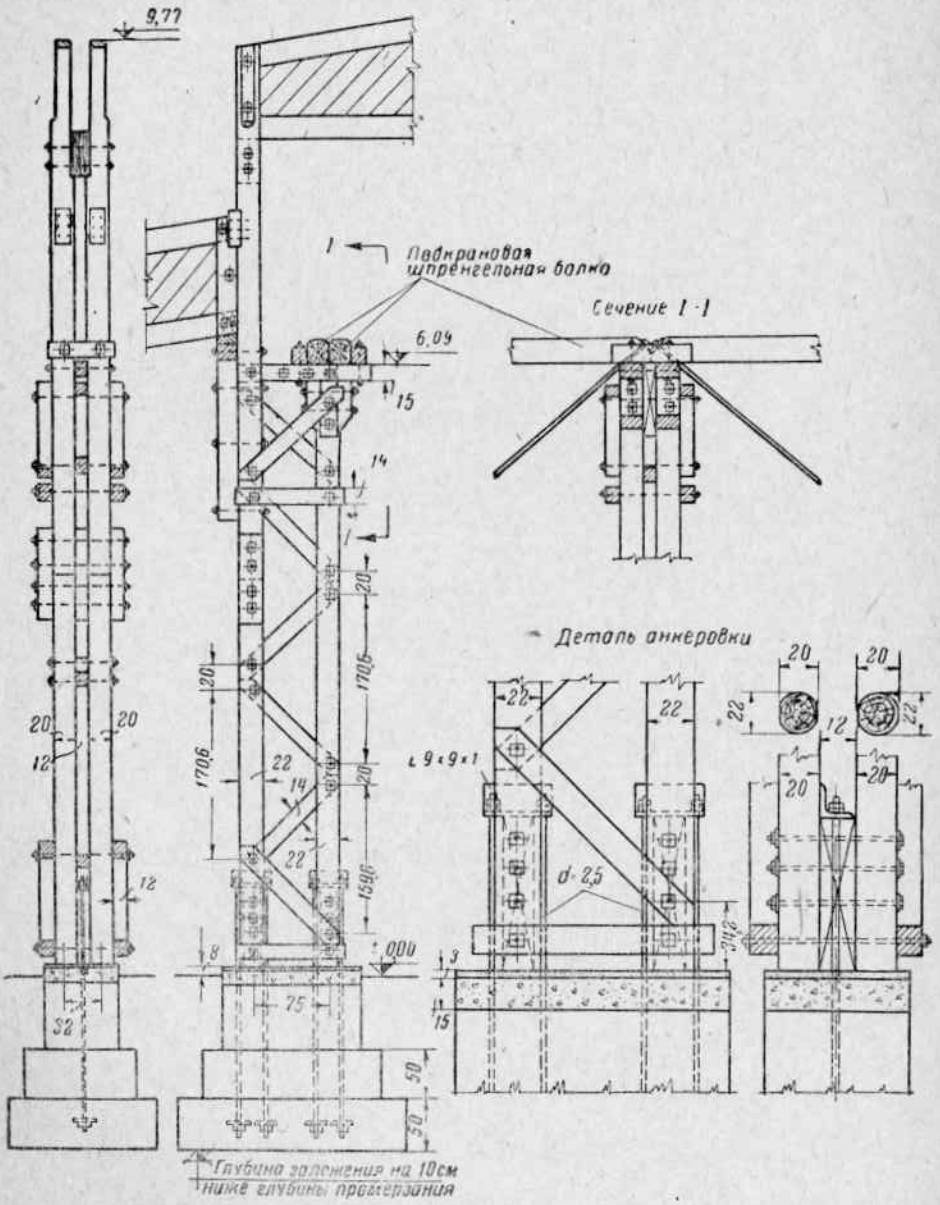


Рис. 266. Конструкция решетчатой стойки ступенчатого типа

ветви стойки, непосредственно передается этой ветвью на фундамент, не вызывая (через решетку) усилий во второй ветви стойки.

Две стойки, связанные поверху несущей конструкцией покрытия и кровлей, образуют поперечную раму здания (рис. 265, *а—г*). В отличие от аналогичных железобетонных и металлических рам в деревянных рамах связь ригеля со стойкой принимается шарнирной (рис. 267), вследствие чего вертикальная нагрузка на ригеле не вызывает в стойках изгибающих моментов.

При расчете на горизонтальную нагрузку следует учитывать взаимную связь стоек с ригелем, решая в общем случае однажды статически неопределимую раму, состоящую из двух заделанных у основания стоек, связанных поверху шарнирно присоединенным ригелем. При стойках постоянного по высоте сечения расчет может производиться по соответствующим таблицам[1]; при ступенчатых стойках переменного сечения (рис. 266, 267) в приближенном

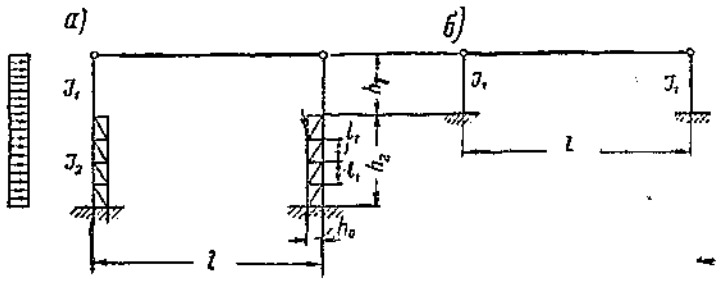


Рис. 267. Расчетная схема ступенчатых стоек

расчете можно принять, что горизонтальная нагрузка, приложенная в нижней (решетчатой) части стойки, не вызовет усилий во второй стойке. В таком случае верхнюю часть стоек с ригелем можно рассчитывать, пользуясь теми же таблицами, как самостоятельную раму с заделанными стойками (постоянного сечения) высотой h_1 (рис. 267, *б*).

В. Поверка устойчивости решетчатых стоек

1. Стойки ступенчатого типа

а) Расчет в плоскости рамы можно производить отдельно для верхней и нижней частей стоек.

Верхняя часть стоек проверяется как сжато-изогнутый стержень цельного сечения. Расчетная длина стержня зависит от пространственного раскрепления стойки. Если верх стойки при помощи жесткой кровли связан с торцовыми стенами здания, расчетная длина верхней части стойки может быть принята равной фактической ее длине h_1 (рис. 267). В противном случае расчетную длину принимают равной $2h_1$. Нижняя (решетчатая) часть рассчитывается так же, как сжато-изогнутый стержень с расчетной длиной, равной двойной высоте h_2 решетчатой части. Учитывая значительное расстояние h_0 между осями ветвей и обычно одинаковое сечение их, получаем формулу поверки устойчивости:

$$\sigma = \frac{N}{F_{нт}} + \frac{N_м}{F_{нт}\xi} \leqslant [\sigma_c]. \qquad (1-36)$$

Здесь $F_{нт}$ — площадь нетто сечения одной ветви стойки;

N — усилие внизу одной ветви стойки от вертикальной нагрузки;

$N_м = -\frac{M}{h_0}$ — сжимающее усилие от горизонтальных нагрузок и от действия момента M у основания стойки.

Учет податливости связей, соединяющих решетку с ветвями стоек, производится введением в коэфициент ξ приведенной гибкости решетчатой части стойки, принимая гибкость отдельной ветви $\lambda_1=0$. Число «срезов» связей n_{cc} (болтов, гвоздей) на 1 *м* длины стойки определяется делением числа «срезов» связей в узле стойки на длину панели l_1 (рис. 267). В приближенном расчете можно принять коэфициент жесткости $\psi=0{,}7$, чему соответствует $\mu_e=1{,}2$.

[1] См. [176].

Поверка устойчивости отдельной ветви стойки производится по формуле:

$$\sigma = \frac{N}{F_{бр}} + \frac{N_м}{F_{бр}\bar{z}} \leqslant [\sigma_c]\varphi_1, \qquad (2-36)$$

где φ_1 — коэфициент продольного изгиба, определяемый по расчетной длине l_1;
$F_{бр}$ — площадь брутто сечения ветви; остальные величины имеют прежнее значение.

б) Расчет из плоскости рамы производится без учета изгибающего момента M отдельно для каждой ветви стойки, по расчетной длине, равной расстоянию между связями, раскрепляющими ветви из плоскости рамы. Если сечение ветви составное (рис. 266), расчет производится как для соответствующего центрально-сжатого составного стержня.

2. Стойки постоянного по высоте сечения

Расчет таких стоек производится аналогично предыдущему. Расчетная длина, в зависимости от пространственного раскрепления верха стойки, может приниматься в пределах от фактической длины стойки (в случае надежного пространственного раскрепления) до двойной ее длины.

Усилия в элементах решетки в обоих случаях (1 и 2) определяются как в обычной решетчатой ферме. Расчет анкеров производится по максимальному растягивающему усилию в ветви стойки—при действии постоянной вертикальной нагрузки и максимальной горизонтальной.

Решетчатые стойки торцовых стен (рис. 265, *д*) вследствие незначительности приходящейся на них вертикальной нагрузки рассчитываются как обычные балочные фермы.

§ 37. КОМБИНИРОВАННЫЕ СИСТЕМЫ СКВОЗНЫХ Д. К.

А. Общая характеристика

В деревянных конструкциях наибольшее значение имеют комбинированные системы, являющиеся сочетанием сквозной или сплошной балки с дополнительным стержнем, работающим на сжатие,—многошарнирной «гибкой» аркой.

Б. Распорные комбинированные системы (схемы 54а, 54б, 54в табл. 8)

В тех случаях, когда распор арки передается непосредственно опорам, конструкция относится к группе распорных комбинированных систем.

Применение этих систем целесообразно: 1) в мостах больших пролетов под автогужевую дорогу и 2) в покрытиях зданий павильонного типа, как-то: выставочных залов, крытых рынков, зимних спортивных помещений и т. п.

Во втором случае применение комбинированной системы дает оригинальное и интересное с архитектурной точки зрения решение, позволяя создать большую поверхность бокового остекления в виде непрерывного светового пояса по всему периметру здания, что обеспечивает эффективное и равномерное освещение.

Примером применения распорных комбинированных систем в покрытиях может служить выставочный павильон в Бреславле (рис. 268), построенный фирмой Тухшерер в 1924г. Конструкция состоит из гнутых двухшарнирных гибких арок типа Зми, усиленных сквозными балками жесткости. Пролет конструкции l=37,60 *м*, стрела подъема $f \approx \frac{1}{4} l$; высота балки жесткости $h \approx \frac{1}{29} l$; расстояние между фермами составляет 8,30 *м*. Арки, очерченные по параболе, выполнены из досок, уложенных плашмя и скрепленных гвоздями и болтами.

Следует обратить внимание на способ обеспечения устойчивости сжатых арок в направлении, нормальном к плоскости системы.

Стойки ферм, передающие нагрузку на арку, одновременно являются ногами продольных рам, сквозные ригели которых расположены нормально к плоскости основных ферм на уровне балок жесткости. Эти рамы образуют систему вертикальных упругих связей, бла-

годаря которым арки работают как сжатый криволинейный стержень, закрепленный на упругих опорах[1] (см. ниже рис. 286). Исходя из архитектурных соображений, связи этого типа следует считать основным решением для рассматриваемых систем.

Сквозные балки жесткости и вертикальные продольные связи-рамы Бреславльского павильона покрыты сплошной обшивкой.

При больших пролетах, в целях повышения жесткости в направлении, нормальном к плоскости основной системы, арки могут быть выполнены из двух ветвей, надежно скрепленных между собой связями.

Балка жесткости, помимо решения ее в виде сквозной конструкции, может быть выполнена при небольших пролетах из балок сплошного сечения (см. схему 54, *б* и правую половину схемы 54, *в*, табл. 8). В решении

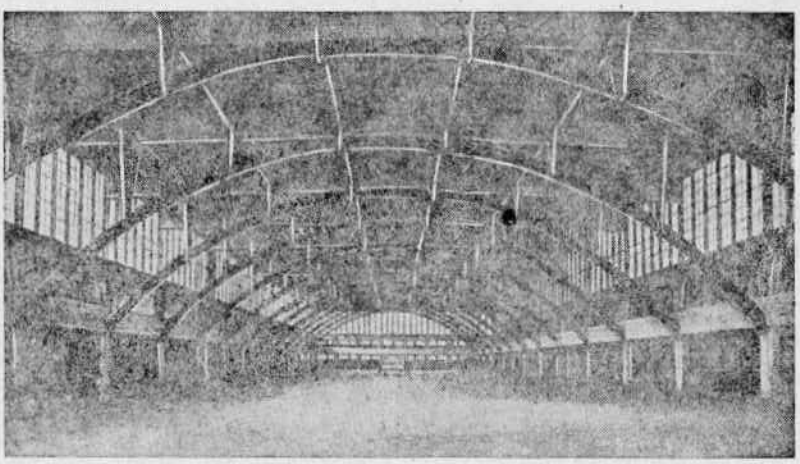


Рис. 268. Общий вид покрытия выставочного павильона в Бреславле

с балками Деревягина[2] неизбежно (по конструктивным соображениям вследствие затруднительности устройства жесткого стыка в этих балках) осуществление шарнира в коньке. Решение с шарниром возможно и при сквозной ферме жесткости (левая половина схемы 54, *в*); однако оно менее целесообразно, чем конструкция по схеме 54, *а*. Стойки, в соответствии с характером их работы как упругих связей, всегда следует делать парными, охватывающими балку жесткости, что обеспечивает необходимую жесткость их в плоскости изгиба.

В. Безраспорные комбинированные системы

1. Фермы Лангера (схема 55 табл. 8)

Особую группу комбинированных систем со сжатой аркой составляют безраспорные балочные системы, в которых распор воспринимается балкой или фермой жесткости как затяжкой.

Эти системы, известные под названием ферм Лангера, широко применяются в мостостроении, где они дают одно из оптимальных решений балочных деревянных мостов пролетом $\geqslant 40$—50 *м* под автогужевую дорогу[3].

В деревянных покрытиях, при наиболее употребительных пролетах последних, ферма Лангера никаких преимуществ перед нормальными схемами балочных и арочных деревянных конструкций не имеет и может оказаться даже менее экономичной. Ферма Лангера по схеме 55 табл. 8 в обычном покрытии потребует постановки дополнительных связей для пространственного крепления

---

[1] Аналогично верхнему сжатому поясу открытых мостов, закрепленному напоперечных полурамах.

[2] Правая половина схемы 54, *в*.

[3] См. главу III пятого раздела.

верхнего пояса фермы жесткости, работающего на сжатие при односторонней нагрузке. Вместе с тем ферма Лангера может дать весьма рациональное решение в торцовых частях цилиндрических покрытий, например в покрытиях ангаро

Балки жесткости спаренных ферм Лангера весьма удобны в конструктивном отношении для крепления ворот, а верхняя часть ферм, решенная с металлическими подвесками, позволяет создать большую световую поверхность остекления в торце, не затемненную решеткой обычных ферм (рис. 269).

Простая конструкция фермы Лангера небольшого пролета применительно к покрытиям представлена на рис. 270.

Принципы решения конструкции ясны из чертежа. Недостатком конструкции является внецентренное прикрепление раскосов к поясам фермы жесткости. При расчете последних должен быть учтен момент от эксцентриситета.

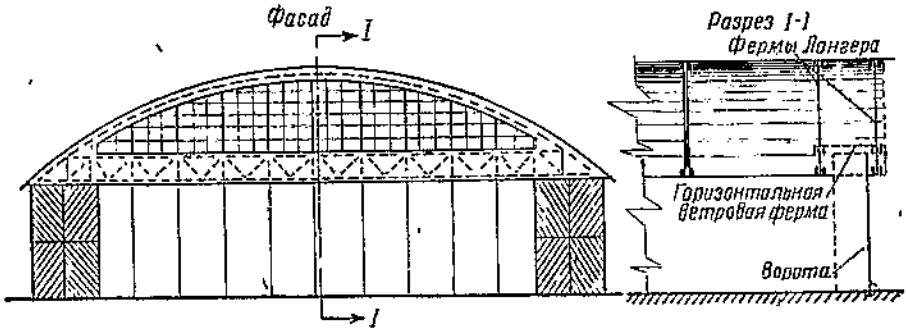


Рис. 269. Применение фермы Лангера в торцовых частях покрытия ангара. На фасаде пунктиром показана решетка фермы

В качестве варианта на рис. 270 дано центрированное решение узла; при этом, однако, осложняется конструкция подвесок.

На рис. 271 дан вариант фермы Лангера с дощатой аркой в одну ветвь и поясами фермы жесткости из брусьев. Ферма очень удобна для сборки на зубчато-кольцевых шпонках, так как все шпонки (в узлах и стыках) расположены снаружи поясов и легко могут быть запрессованы в любой последовательности в любом месте по длине фермы. Основным недостатком конструкции является устройство арки из гнутых досок без ребровых элементов, а также внецентренное прикрепление раскосов.

Ферма жесткости с брусчатыми поясами может быть выполнена также по типу фермы Гау[1].

2. Балка с подпружной цепью

Применение безраспорных комбинированных систем, представляющих сочетание балки с вогнутым дополнительным стержнем, работающим на растяжение,—многошарнирной цепью, в чисто деревянных решениях ограничивается легкими конструкциями небольшого пролета ввиду трудности осуществления сопряжений криволинейных растянутых элементов (см., например, ниже рис. 432).

Наряду с этим применение металлической подпружной цепи в ряде случаев дает наиболее удачное решение при восстановительном ремонте некоторых балочных деревянных конструкций.

В качестве примера на рис. 272 дана схема усиления подпружной цепью фермы на гладких кольцевых шпонках пролетом $l=35$ *м*. При таком способе усиления симметричная, равномерно распределенная по пролету нагрузка, воспринимается преимущественно подпружной цепью. Поэтому большая часть постоянной[2] и временной нагрузки, при загружении последней всего пролета,

[1] Подробнее о фермах типа Гау см. гл. III раздела пятого.

[2] А при соответствующем искусственном натяжении цепи—вся постоянная нагрузка целиком.

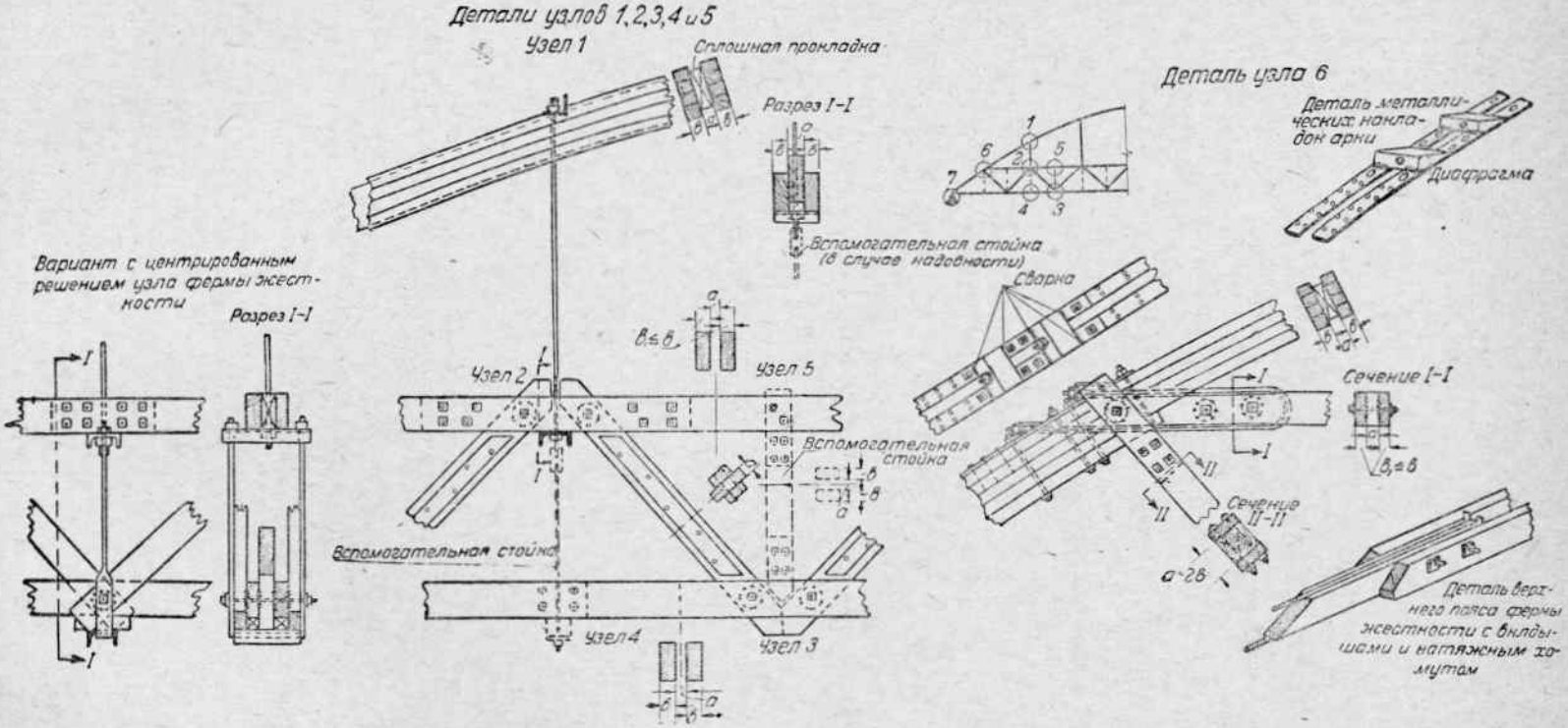


Рис. 270. Конструкция фермы Лангера для покрытий. Узел 7 решается аналогично опорным узлам сегментных ферм.

Стыки фермы жесткости—на нагел х (или з, к, ш,) в зависимости от условий сборки фермы. В случае необходимости раскосы могут состоять из трех ветвей

передается на цепь, и элементы усиленной конструкции существенно разгружаются, работая, однако, с тем же знаком, что и в неусиленной системе. На несимметричную нагрузку (в покрытиях—на нагрузку снегом на половине пролета) интенсивно работает сама усиленная ферма. При этом, в зависимости от расположения нагрузки, в поясах и решетке возникают знакопеременные (хотя и существенно меньшие по абсолютной величине, чем в неусиленной системе) усилия. В связи с изложенным усиление подпружной цепью рационально в системах, в которых узловые сопряжения могут воспринимать усилия обоих знаков.

Такими конструкциями в первую очередь являются фермы на кольцевых шпонках, а также на нагелях. В нередко встречающихся смешанных решениях этих ферм с примыканием некоторых сжатых элементов в узле простым упором в торец возможно (в дополнение к общему усилению системы цепью) местное усиление этих элементов при помощи металлических тяжей[1].

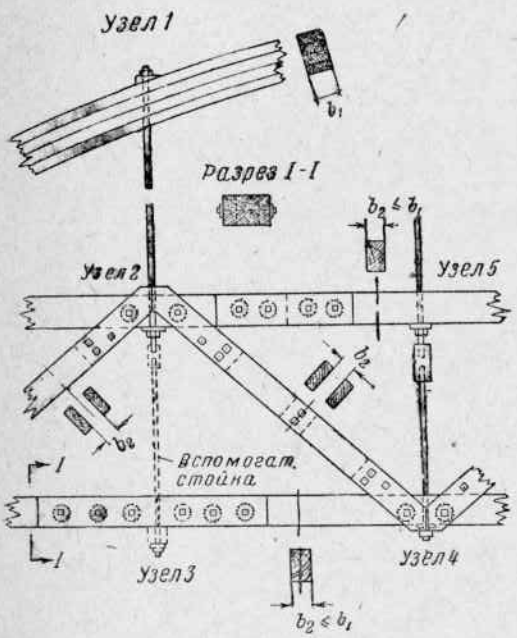


Рис. 271. Вариант конструкции фермы Лангера с дощатой аркой и брусчатыми поясами фермы жесткости

При нагрузке по верхнему поясу тяжи могут быть поставлены в узлах типа 5 вместо узлов типа 2

На рис. 273 дана конструкция характерного узла фермы, усиленной согласно рис. 272, путем превращения ее в комбинированную систему. Пояса усиляемой

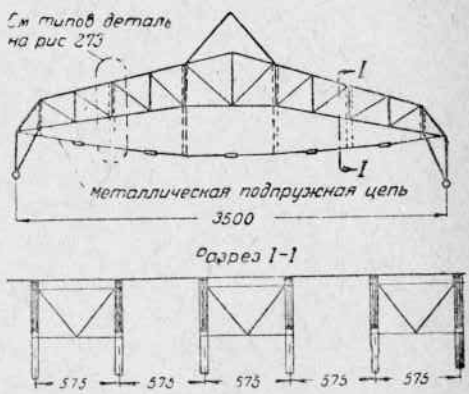


Рис. 272. Схема усиления подпружной цепью фермы на гладких кольцевых шпонках пролетом 35 *м*

фермы, состоящие из многослойных дощатых пакетов, охватываются снаружи брусчатыми стойками, нижний конец которых поддерживается подпружной цепью.

Каждая стойка состоит из четырех брусьев, по два бруса с каждой стороны фермы.

Брусья стоек наглухо скрепляются с фермами болтами. Усилие, вызываемое в стойках подпружной цепью, передается фермам при помощи коротышей и горизонтальных швеллеров, упирающихся в нижние узлы ферм. Отдельные брусья стоек соединяются между собой решеткой. Усиляемые фермы в плоскости новых стоек скрепляются попарно вертикальными связями (рис. 272, 273).

Отличительной особенностью данного решения является простая и оригинальная конструкция прикрепления[2] подпружной цепи к стойкам, обеспечивающая необходимое натяжение подпружной цепи для включения ее в работу после постановки (см. деталь А, рис. 273). Нижняя часть стоек снабжена металлическими башмаками, в прорезях которых могут перемещаться концы узлового металлического валика—болта с надетыми на него при помощи проушин элементами «подпружной цепи» из круглой стали. На концы узлового болта надеты металлические подвески-серьги, пропущенные другим нарезанным концом сквозь нижние горизонтальные полки башмака. При натяжении этих подвесок узловой болт, являющийся шарниром подпружной цепи, скользя в прорезях башмака, перемещается вниз, расстояние между ним и фермой (длина стойки) увеличивается, вследствие чего натягивается подпружная цепь. Степень натяжения подпружной цепи при производстве ремонтных работ можно регулировать при помощи тензометров, поставленных на звеньях цепи.

[1] Примеры различных способов усиления деревянных конструкций см. [54].

[2] Предложенная канд. техн. наук Г. В. Свенцицким.

Г. Особенности расчета комбинированных систем

Рассмотренные выше комбинированные системы являются системами однажды статически неопределимыми. За лишнюю неизвестную лучше всего принимать горизонтальную проекцию усилия—распор H в арке или подпружной цепи (рис. 274, *а*, *б* и *в*). За неизвестную можно также принять усилие в одном из стержней системы, удаление которого превращает данную систему в статически определимую, например, усилие X в стержне *а—б* в схеме *е* рис. 274.

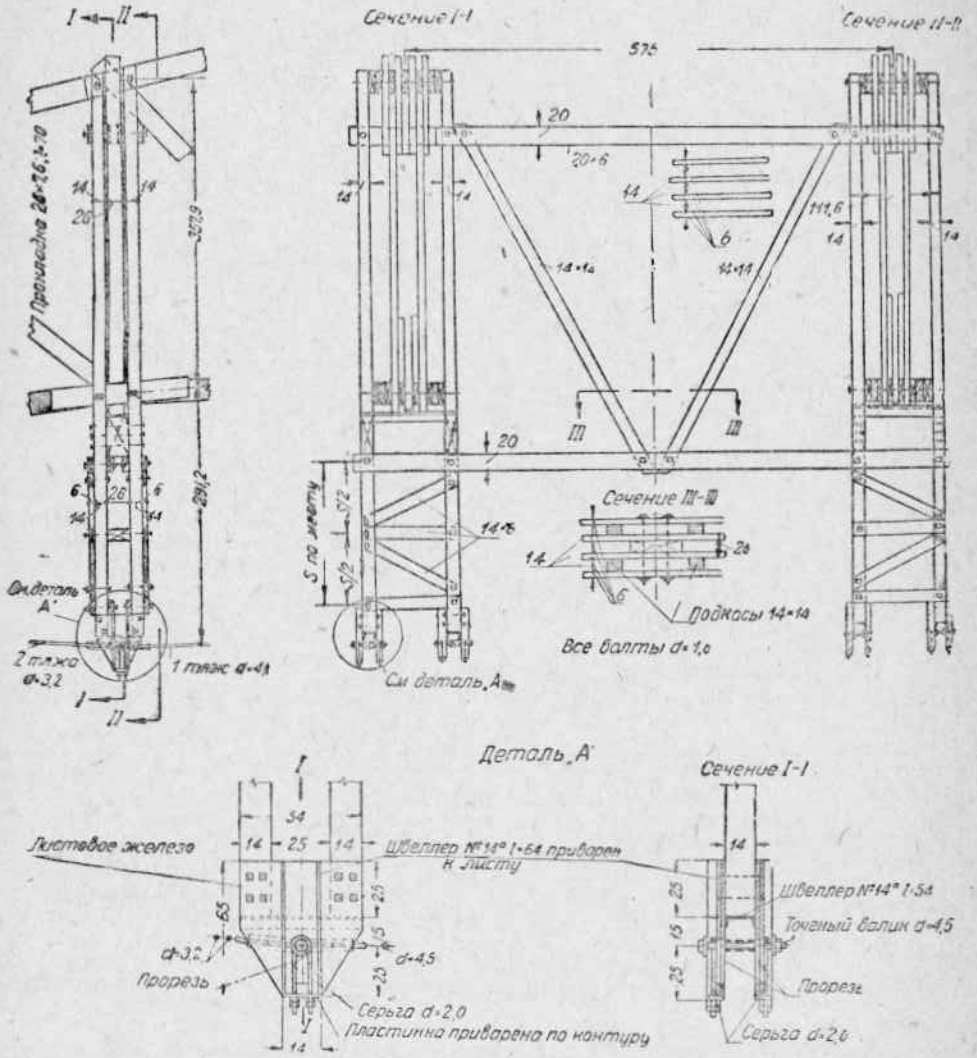


Рис. 273. Конструкция характерного узла усиленной фермы

В покрытиях зданий распорные комбинированные системы следует осуществлять по схеме рис. 274, *в* или по схемам 54 табл. 8 с одним общим шарниром у арки и фермы жесткости в среднем узле.

Изображенная на рис. 275, *а* система с пониженной аркой, не имеющей общего шарнира с фермой жесткости, при отсутствии правой верхней подвижной опоры D является изменяемой с одной степенью свободы[1].

Эта система может воспринимать вертикальную нагрузку, но не может сопротивляться горизонтальным силам, под действием которых она деформируется, как показано на рис. 275, *б*.

[1] См. [174].

Применяемая в мостах, где устройство опоры $Д$ на устое не встречает затруднений, схема рис. 275, *а* для покрытий описанного выше типа со световым поясом по периметру здания не пригодна, хотя принципиально и возможна при наличии торцовых стен и устройстве горизонтальных продольных связей в плоскости нижнего или верхнего пояса фермы жесткости, предотвращающих деформацию согласно рис. 275 (для чего может быть в отдельных случаях использована жесткость покрытия).

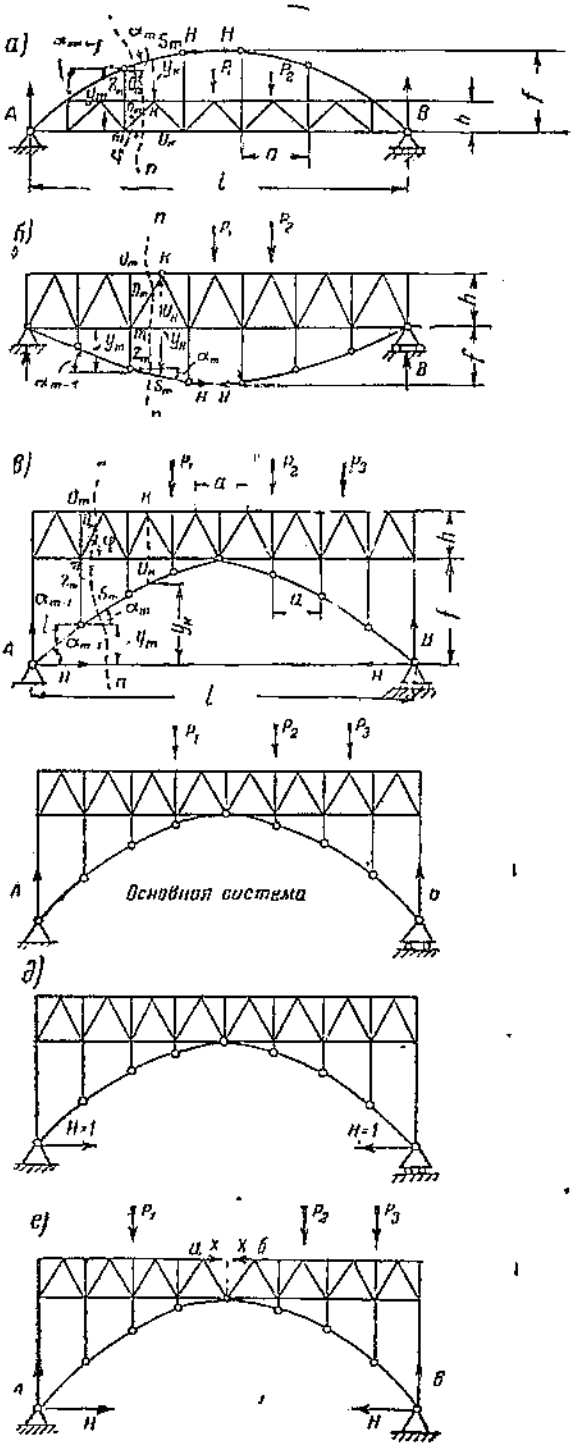


Рис. 274. Схемы к расчету распорных и безраспорных комбинированных систем

Величина H, в общем случае, при одинаковом модуле упругости E^* всех стержней может быть найдена по формуле:

$$H = -\frac{\sum \frac{N_n^0 \bar{N}_n l_n}{F_n}}{\sum \frac{\bar{N}_n^2 l_n}{F_n}}, \qquad (1-37)$$

где H — горизонтальная проекция усилия в арке (распор);

N_n^0 — усилие в n-м стержне основной системы (например, для распорной системы — см. рис. 274, *г*) от действия системы грузов P;

$\bar{N}_n$ — усилие в n-м элементе от сил $H = 1$ (рис. 274, *д*);

l_n и F_n — соответственно длина и площадь поперечного сечения того же элемента.

Усилия N_n^0 и $\bar{N}_n$ легко могут быть найдены обычными способами (аналитически или построением диаграммы Кремоны).

Для определения H необходимо предварительно задаться величинами F^* на основании приближенных подсчетов и примеров аналогичных сооружений. При вычислениях удобнее брать не абсолютные значения F_n, а их отношение к некоторой площади F_c, за которую лучше всего принять площадь одного из основных элементов (например пояса фермы жесткости). При обычном методе расчета, не учитывающем деформаций сопряжений, $F_n = F_{бр}$. При учете этих деформаций следует брать $F_n = F_{прив}$ [см. выше формулу (6—23) гл. I)].

В системах со сплошной балкой жесткости (например согласно схеме 54б табл. 8) распор определяется из выражения

$$H = -\frac{\int \frac{M_0 M}{E_б J_б} dx + \sum \frac{N_n^0 \bar{N}_n l_n}{EF_n}}{\int \frac{\bar{M}^2 dx}{E_б J_б} + \sum \frac{\bar{N}_n^2 l_n}{EF_n}}, \qquad (2-37)$$

* В системах с металлической подпружной цепью модуль упругости элементов последней будет другой. Помножив в этом случае числитель и знаменатель формулы (1—37) на E_0, мы получим в знаменателе все члены, характеризующие деформацию цепи, умноженными на $\frac{E_0}{E_ц}$.

где M_0 — момент в основной системе в балке жесткости как балке на двух опорах от данной нагрузки;

$\bar{M} = 1 \cdot y$ — момент в балке жесткости от $H = 1$; значение y — согласно рис. 274;

$E_б$ — модуль упругости балки жесткости;

$J_б$ — момент инерции балки жесткости, который приближенно при учете составности сечения можно принять $J_б = 0{,}7\,J$.

Остальные обозначения те же, что и в формуле (1—37).

Второй член числителя в формуле (2—37) относится только к распорным системам, где он характеризует деформацию опорных стоек.

Комбинированная система согласно схеме 54, *в* табл. 8 с балкой жесткости, имеющей шарнир в коньке, статически определима.

После того как найден распор H, усилия в элементах системы определяются по формулам (рис. 274 *а*, *б*, *в*):

$$\text{в арке } S_m = \frac{H}{\cos \alpha_m}, \qquad (3-37)$$

$$\text{подвесках } Z_m = H(\operatorname{tg} \alpha_{m-1} - \operatorname{tg} \alpha_m). \qquad (4-37)$$

Изгибающий момент в любых узлах m и k поясов фермы жесткости определяется выражениями:

$$M_m = M_{0m} - Hy_m, \qquad (5-37)$$

$$M_k = M_{0k} - Hy_k, \qquad (5'-37)$$

где M_{0m} и M_{0k} — моменты в простой балке на двух опорах A и B.

Усилия в поясах получим из выражений:

$$O_m = -\frac{M_m}{h}; \qquad (6-37)$$

$$U_k = \frac{M_k}{h}. \qquad (6'-37)$$

Поперечная сила в любом сечении $n—n$ системы:

$$Q_n = Q_{0n} - H \operatorname{tg} \alpha_m, \qquad (7-37)$$

где Q_{0n} — поперечная сила в сечении $n-n$ простой балки на двух опорах A и B.

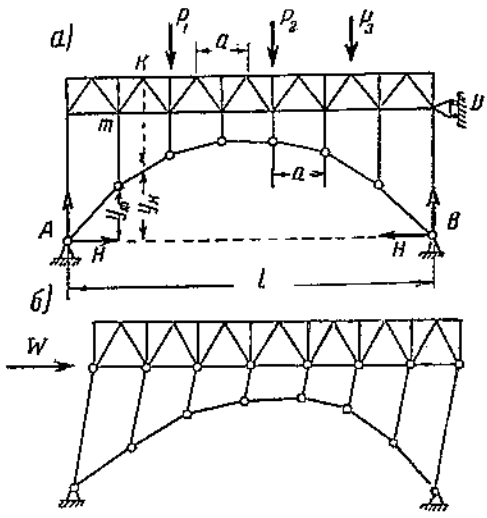


Рис. 275. Схема деформаций распорной системы, не имеющей общего шарнира у арки с фермой жесткости

Усилие в восходящем раскосе:

$$D_m = -\frac{Q_n}{\sin \varphi}. \qquad (8-37)$$

Аналогично получим усилие в нисходящем раскосе D'_m.

Пренебрегая деформациями решетки фермы жесткости и подвесок (что в рассматриваемых комбинированных системах допустимо), можно определить распор H по приближенным формулам:

от загружения всего пролета равномерно распределенной нагрузкой q

$$H_q = \frac{ql^2}{8f}\gamma, \qquad (9-37)$$

от нагрузки p на половине пролета

$$H_p = \frac{pl^2}{16f}\gamma, \qquad (10-37)$$

где f — стрела подъема арки (рис. 274 *а*, *б*, *в*);

γ — коэфициент распределения нагрузки между аркой и балкой жесткости.

Коэфициент γ для наиболее употребительных схем определяется по формулам:

1. Для распорных систем (схема рис. 274, *в*):

$$\gamma = \frac{1}{1 + \frac{15}{16}\frac{h^2}{f^2}\frac{s_e}{l}\frac{F_e}{F_a}}, \qquad (11-37)$$

где F_e — площадь сечения пояса;

F_a — площадь сечения арки в ключе.

При обычном методе расчета, без учета деформаций сопряжений, $F_в$ и $F_н$ соответственно равны $F_{бр}$; при учете деформаций сопряжений вместо $F_{бр}$ следует подставить $F_{прив}$.

$$s_0 = l_1\left(1 + \frac{16}{3}\frac{f_1^2}{l_1^2}\right),\ \text{для схемы рис. 274, в}\ f_1 = f;\ l_1 = l.$$

2. Для безраспорных систем (рис. 274, *а*; схема 55 табл. 8) при неравенстве площадей поясов фермы жесткости

$$\gamma = \frac{f\left(\frac{F_н}{F_в}+1\right) - 1{,}25\,h}{f\left(\frac{F_н}{F_в}+1\right) - 2{,}5h + \frac{15}{16}\frac{h^2}{f}\left[1 + \left(1 + \frac{16}{3}\frac{f^2}{l^2}\right)\frac{F_н}{F_в}\right]}, \qquad (12)—37)$$

где $F_н$, $F_в$ и $F_о$—площади сечения соответственно нижнего и верхнего поясов фермы жесткости и арки, принимаемые согласно указаниям, сделанным выше.

Остальные обозначения ясны из рисунков.

Чтобы задаться площадью сечений арки и поясов, в качестве первого приближения можно принять[1] $\gamma=1$, тогда:

$$H_{max} = \frac{(g+p)\,l^2}{8f}; \qquad (13—37)$$

где g—постоянная и p—временная нагрузки.

При загружении половины пролета временной нагрузкой максимальный момент в четверти пролета

$$M_{max} = \frac{pl^2}{64}; \qquad (14—37)$$

и усилия в поясах фермы жесткости:

а) в распорной системе (рис. 274, *в*)

$$U = O = \pm\frac{pl^2}{64h}; \qquad (15—37)$$

б) в безраспорной системе по схеме (рис. 274, *а*)

$$U = \frac{(g+0{,}5p)\,l^2}{8f} \pm \frac{pl^2}{64h}, \qquad (16—37)$$

$$O = \pm\frac{pl^2}{64h}; \qquad (17—37)$$

Дальнейший расчет (подбор сечений, расчет узловых сопряжений и пр.) и конструирование комбинированных систем ведутся по правилам, изложенным выше для конструкций с аналогичными типами сечений и сопряжений.

Некоторые особенности представляет расчет гибкой арки, упруго закрепленной на стойках, в направлении, нормальном к плоскости конструкции, в системах по схеме 54, *а*, *б* и *в* табл. 8 (см. также рис. 268 и 274, *в*); этот расчет производится в соответствии с указаниями раздела третьего. Расчет арки как сжато-изогнутого стержня в плоскости системы может быть произведен, в зависимости от конструкции арки, аналогично расчету верхнего пояса сегментных ферм (§ 33) или арок Эми (§ 17).

Д. Характерные дефекты комбинированных систем и способы их исправления

Одним из характерных дефектов этих систем являются возможные деформации гибкой арки (при наличии в ней тех или иных дефектов, аналогичных дефектам верхнего пояса сегментных ферм) как из плоскости, так и в плоскости системы.

Поучительным примером последствий, к которым приводит недоучет влияния изгибающего момента от эксцентричного приложения нормальной силы на работу многослойной криволинейной арки с податливыми связями, может

---

[1] Это приближение достаточно верно при значениях $\gamma \geqslant 0{,}90$ и в тех случаях, когда в с я п о с т о я н н а я н а г р у з к а передается на арку, что может быть достигнуто путем искусственного перераспределения усилий (см. ниже гл. III, раздел пятый).

служить конструкция Бреславльского павильона (см. выше рис. 268). Назначение чрезмерно большой длины панели (что дало свободную длину арки в крайней панели $l_0 = l_a = 7{,}30$ *м*, при эксцентриситете $e = 0{,}22$ *м*) вызвало в описанной конструкции недопустимые деформации арок в плоскости системы (рис. 276).

Благодаря этим деформациям эксцентриситет в некоторых крайних панелях арки достиг 40 *см*, что дало стрелу деформации

$$f = \frac{18}{730} l_a = \frac{1}{40} l_a!$$

Фирмой Тухшерер был произведен ремонт конструкции[1] путем постановки дополнительных стоек, показанных жирными линиями на рис. 276, что существенно улучшило условия работы арки, уменьшив, примерно, вдвое свободную длину и втрое величину эксцентриситета в крайней панели арки.

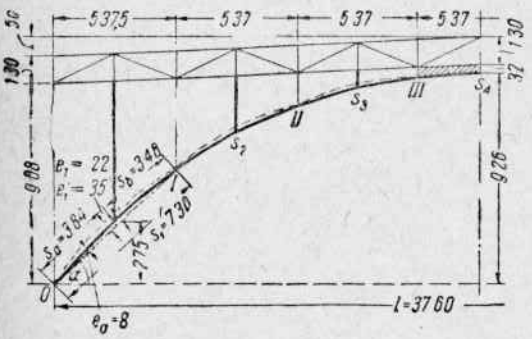


Рис. 276. Схематический чертеж несущей конструкции Бреславльского павильона с указанными пунктиром деформациями арки

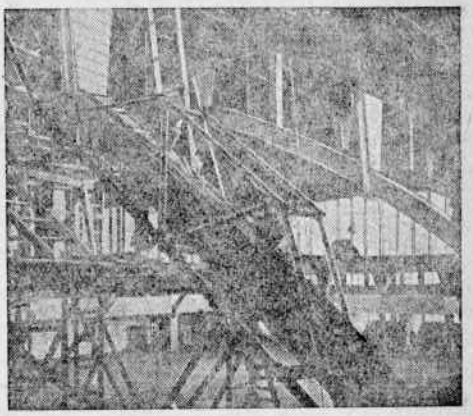


Рис. 277. Вид арки Бреславльского павильона в момент ремонта

Во всех панелях ремонтируемой арки устанавливались легкие переносные сборно-разборные металлические фермы в виде каркаса, охватывающего арку (рис. 277). Опорные части ферм располагались снизу под узлами арки. Сверху на выправляемую арку ставились домкраты, упиравшиеся своей головкой в поперечины упомянутого металлического каркаса. Давлением домкрата арка возвращалась к ее первоначальному очертанию, после чего ставились дополнительные стойки.

Описанный способ может быть рекомендован, как рациональный, для выправления при ремонте деформировавшихся сжатых составных элементов различных конструкций. Достоинством способа является возможность производить ремонт, не разгружая конструкцию от постоянной нагрузки. Это позволяет обойтись без тяжелых лесов, устройство которых неизбежно при разгрузке конструкций от постоянной нагрузки, и может существенно удешевить ремонт при большой высоте помещений.

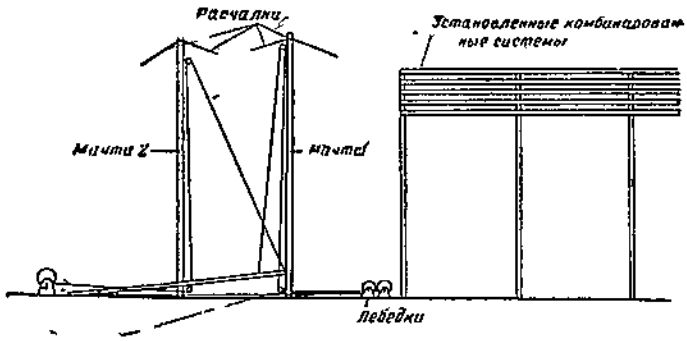
Ремонтируемый сжатый элемент, после устранения в нем деформаций, должен быть закреплен в выправленном положении. В описанном примере роль закрепляющих элемент связей играют дополнительные стойки. В обычных случаях в выправленных сжатых элементах должно быть поставлено полное количество новых связей, необходимое по расчету данного сжатого или сжато-изогнутого стержня без учета деформировавшихся старых связей. В многослойных элементах в качестве новых связей лучше всего применять обшивку их с двух сторон двойной перекрестной стенкой (или водостойкой фанерой) на гвоздях.

---

[1] См. [63].

Е. Особенности сборки и монтажа комбинированных систем

Сборка отдельных частей комбинированных систем (фермы или балки жесткости, арки) имеет особенности, присущие конструкциям аналогичного типа или с аналогичным способом сопряжений. Сборка и подъем безраспорных комбинированных систем по схеме 55 табл. 8 аналогичны балочным фермам.



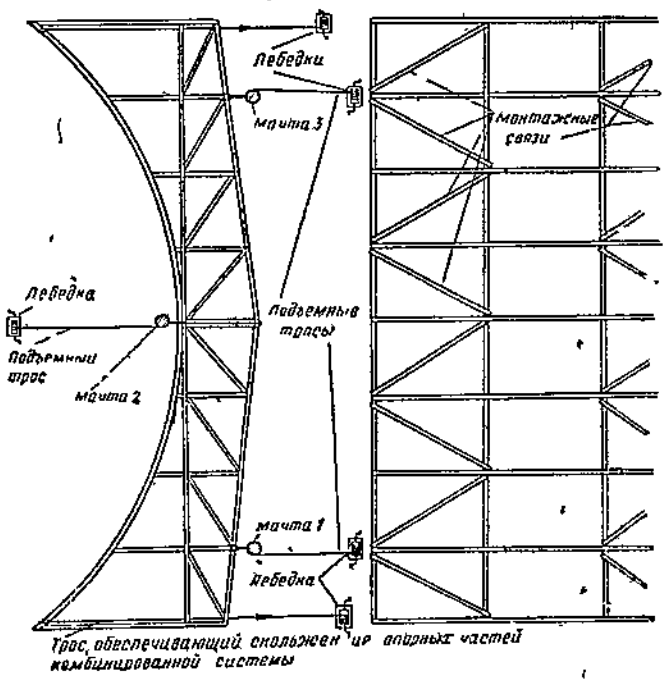


Рис. 278. Схема подъема распорной комбинированной системы

Монтаж распорных комбинированных систем сложнее монтажа балочных, арочных и даже рамных конструкций из-за неудобного с монтажной точки зрения очертания их, при одновременном наличии в них нескольких разнородных в конструктивном отношении частей (фермы жесткости гибкой арки).

Один из возможных способов возведения распорных комбинированных систем — вертикальная сборка их на стационарных или подвижных лесах. При достаточно жесткой арке и стойках не исключена возможность подъема полностью собранной в горизонтальном положении конструкции приемом, применяемым для подъема рам. При подъеме этим способом распорной комбинированной системы следует иметь не менее трех подъемных приспособлений, расположенных в плане, как показано на рис. 278. Постановка мачт *1* и *3* между поднимаемой и поднятыми конструкциями вызвана невозможностью из-за конфигурации поднимаемой конструкции размещения их с той же стороны, что и мачты *2*.

РАЗДЕЛ ТРЕТИЙ

ПРОСТРАНСТВЕННОЕ КРЕПЛЕНИЕ ПЛОСКИХ Д. К.

§ 38. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

В природе фактически не существует изолированных плоских сооружений. Расчленение пространственных сооружений на отдельные плоские системы производится, исходя из получаемых при этом расчетных, конструктивных и производственных преимуществ.

Все сооружения, состоящие из плоских сплошных или сквозных деревянных конструкций, должны быть устойчивы и жестки при любых воздействиях[1], могущих вызвать усилия в конструкциях и их элементах как в условиях эксплоатации, так и при монтаже.

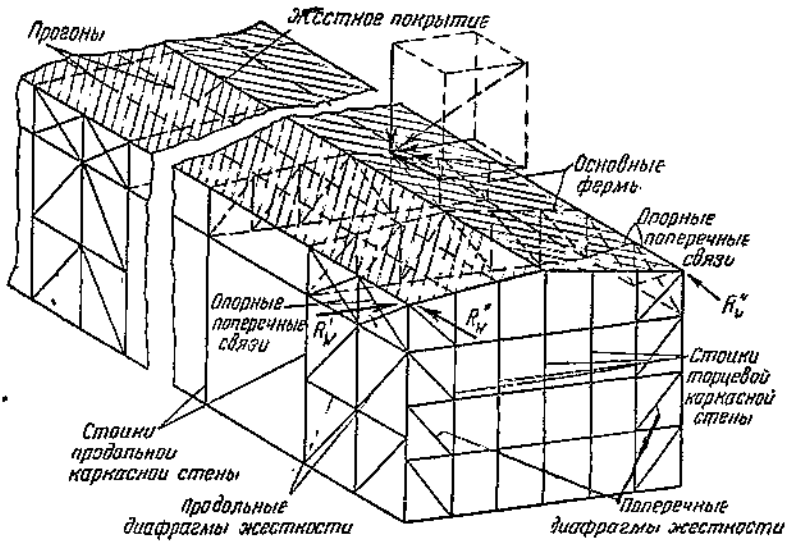


Рис. 279. Расположение диафрагм жесткости в наружных стенах здания

Устойчивость и общая неизменяемость сооружения обеспечивается п р о с т р а н с т в е н н ы м к р е п л е н и е м плоских Д. К.

Все силы, действующие на сооружение, как-то: ветровая нагрузка, тормозные усилия от транспортных устройств, сейсмические силы и т. п., при любом направлении воздействия могут быть легко разложены на вертикальные и горизонтальные силы, а последние в свою очередь—приведены к силам, действующим в плоскости основных Д. К., и силам, перпендикулярным к ним (рис. 279).

[1] Определяемых ГОСТ 1644-42.

Действие вертикальной нагрузки рассмотрено в предыдущих разделах, воздействие горизонтальных сил и вопросы обеспечения устойчивости сжатого контура Д.К. излагаются ниже.

§ 39. ОСНОВНЫЕ СХЕМЫ ПРОСТРАНСТВЕННОГО КРЕПЛЕНИЯ ПЛОСКИХ Д. К.

А. Учет действия ветра и прочих горизонтальных сил, расположенных в плоскости основных Д. К.

Обычные Д.К. небольшого пролета (до 20—30 *м*), в которых отсутствуют специально сконструированные подвижные и неподвижные опоры, рассчитываются на ветровую нагрузку в невыгоднейшем предположении, что каждая из опор может оказаться подвижной.

Если отрицательное давление ветра (отсос) превышает положительное— от собственного веса покрытия, то необходимо проверить надежность скрепления элементов покрытия между собой (кровли с прогонами, прогонов с фермой и т. п.), а опорные узлы несущих конструкций—заанкерить в стенах здания.

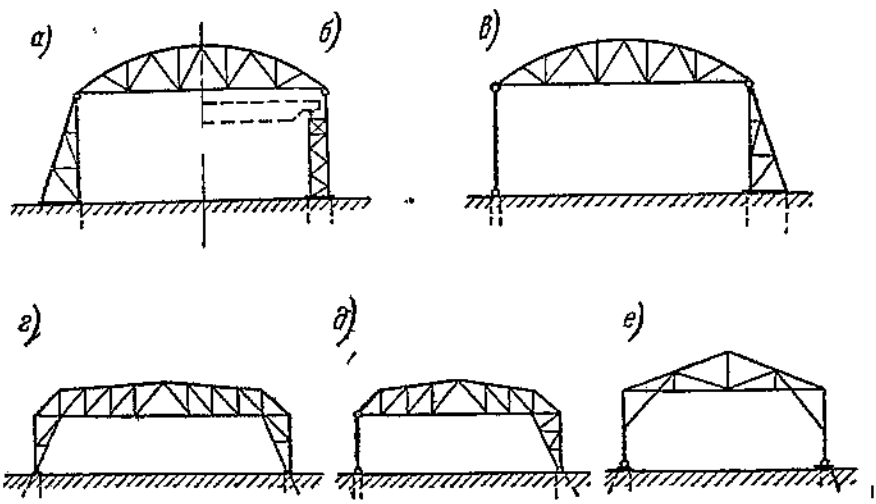


Рис. 280. Обеспечение поперечной устойчивости продольных стен

Поскольку при совместном действии ветра и постоянной нагрузки могут измениться не только величина, но и знак усилий в элементах самих несущих Д. К., необходимо проверить расчетом и обеспечить надежную работу этих элементов.

В каменных зданиях ветровая нагрузка, как передаваемая покрытием на стены, так и непосредственно действующая на них, обычно воспринимается стенами.

Имея в виду относительные размеры деформаций, поддерживающее влияние заветренной невысокой каменной стены в работе такой же наветренной стены в покрытиях с деревянными фермами, как правило, не учитывается.

При тонких высоких стенах и, в частности, при каркасных решениях стен допускается передача горизонтального давления с одной стены на другую через Д. К. небольших пролетов при надлежащей конструкции опорных узлов и учете дополнительных усилий в самой Д. К.

При деревянных продольных стенах поперечная жесткость здания обеспечивается либо устройством жестких внутренних стоек (рис. 280, *б*) или наружных контрфорсов (рис. 280, *а*, *в*) при шарнирном опирании на них покрытия, либо рамным решением конструкций (рис. 280, *г*, *д*, *е*), что обеспечивает передачу горизонтального и вертикального давлений непосредственно на фундамент.

При конструировании жестких стоек или контрфорсов, работающих как консоли, необходимо обеспечить заанкеривание их растянутых элементов в фундаменте.

Стена между контрфорсами должна быть проверена на изгиб.

В качестве внутренних контрфорсов могут быть использованы постоянные, достаточно часто расположенные поперечные стены; необходимая жесткость их в этом случае обеспечивается двойными косыми дощатыми обшивками на гвоздях или постановкой подкосов в плоскости стены.

Если длина здания в плане невелика, то необходимость в контрфорсах отпадает при наличии жестких в своей плоскости поперечных наружных

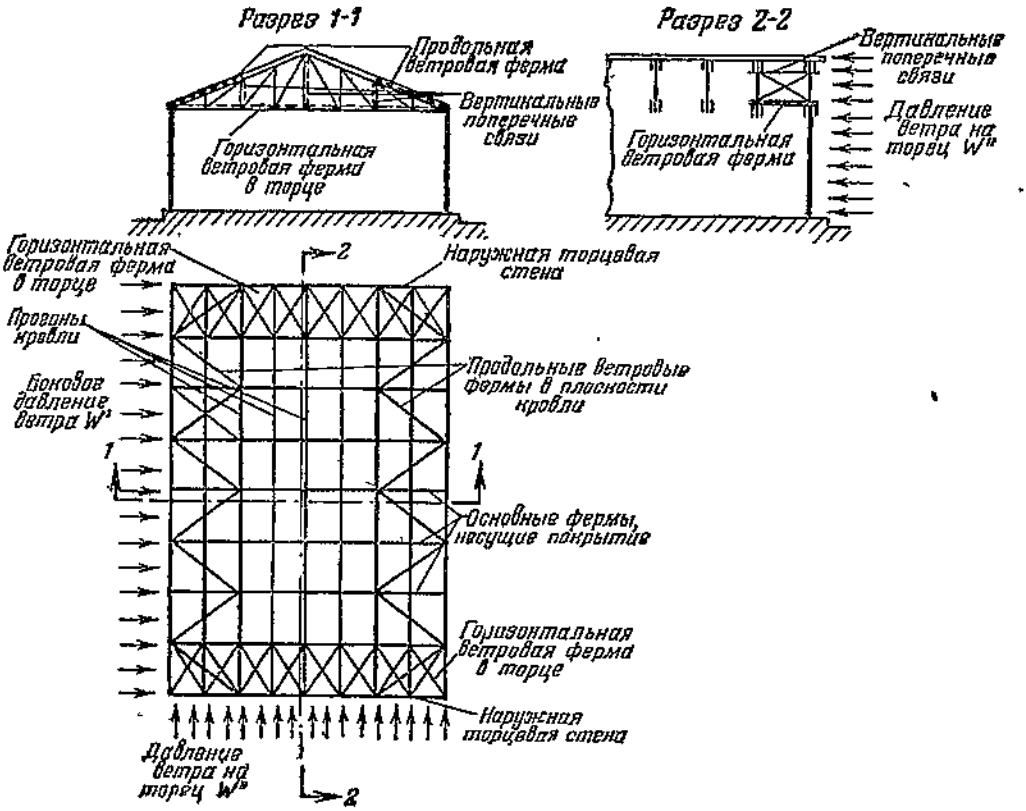


Рис. 281. Схема расположения ветровых ферм

торцовых стен. В этом случае вдоль продольных стен приходится устраивать горизонтальные или лежащие в плоскости покрытия ветровые фермы, передающие боковое давление ветра на поперечные торцовые стены (рис. 281).

Для этой цели может быть использована плоскость крыши с основой под рулонную кровлю в виде двойного перекрестного настила[1]. Совокупность прогонов, рабочего настила и косого, под углом 45° к рабочему, защитного настила, скрепленных между собой гвоздями, образует в этом случае жесткую в своей плоскости пластинку, способную сопротивляться довольно большим нагрузкам.

Жесткость и неизменяемость каркасных поперечных стен обеспечивается в плоскости их раскосами, образующими вместе со стойками и обвязками поперечные диафрагмы жесткости (рис. 279).

Все сказанное выше в отношении ветровых нагрузок распространяется и на прочие, имеющие то же направление горизонтальные усилия.

[1] См. § 28 ч. I курса.

Б. Учет действия ветра и прочих горизонтальных сил, расположенных перпендикулярно к плоскости Д. К.

В случае возведения устойчивых торцовых стен только до горизонта опорных узлов несущих конструкций покрытия ветровое давление на поверхность деревянного фронтона распределяется поровну при помощи работающих на изгиб вертикальных ребер последнего между основанием фронтона, т. е. верхним краем торцовой стены, и верхним поясом несущих конструкций. При этом давление ветра в плоскости верхнего пояса должно быть воспринято либо специальными ветровыми фермами в плоскости крыши, либо самой крышей в случае устройства ее жесткой, с косым перекрестным настилом. При отсутствии последнего ветровая ферма может быть образована подшивкой снизу к настилу или обрешетке косо расположенных досок, выполняющих роль раскосов.

В случае отсутствия жесткой торцовой стены ветровая нагрузка может быть воспринята также и специальными ветровыми фермами в плоскости нижнего пояса несущих конструкций (рис. 281).

Поясами ветровых ферм обычно служат пояса основных ферм. В качестве стоек могут быть использованы прогоны крыши.

Схема решетки ветровых ферм выбирается в зависимости от способа прикрепления раскосов и стоек в узлах и способности их воспринимать знакопеременные усилия.

Горизонтальные опорные реакции ферм жесткости (в частности, ветровых) воспринимаются продольными стенами здания, которые должны быть рассчитаны на передачу опорных давлений ветровых ферм на фундаменты. В каркасных стенах для этой цели устраиваются диафрагмы жесткости (рис. 279).

Для восприятия ветровых и других нагрузок, действующих нормально к плоскостям основных ферм, могут служить элементы ограждающих частей здания; особенно широко для этого используются крыши с косым настилом.

При устройстве ветровых связей в плоскости покрытия по полигональным или прямоугольным фермам должна быть обеспечена передача горизонтальной опорной силы от карниза до основания стены (рис. 279). В случае расположения горизонтальной фермы в плоскости нижнего пояса несущих конструкций обязательно устройство вертикальных поперечных ферм или связей не только в опорных плоскостях, но и в промежуточных узлах торцовой пары ферм для обеспечения их вертикального положения, несмотря на опрокидывающее действие ветровой нагрузки (рис. 281).

В. Обеспечение пространственной устойчивости элементов плоских Д. К.

Для обеспечения устойчивости верхнего сжатого пояса балок и ферм используется жесткость расположенного на нем кровельного покрытия; при этом должны быть обеспечены:

а) надежное и плотное прикрепление верхнего пояса несущих конструкций к кровельным настилам;

б) неизменяемость и жесткость самого покрытия в его плоскости;

в) надежное прикрепление покрытия к жестким в своей плоскости наружным стенам здания.

При отсутствии косого перекрестного кровельного настила, в частности, в сборных решениях и при наличии устойчивых торцовых стен пространственное крепление может быть осуществлено надежной анкеровкой концов неразрезных (или прочно связанных в стыках) прогонов в жестких торцовых стенках. В случаях невозможности использования жесткого кровельного покрытия необходимо устройство специальных связей жесткости в торцовых частях покрытия, а при большой длине здания—также и промежуточных связей в плоскости кровли на расстоянии не более 20 *м* по длине здания (рис. 282). Узлы сжатого пояса несущих конструкций при устройстве в покрытиях световых

фонарей или иных проемов должны быть закреплены при помощи неразрезных прогонов, надежно связанных в стыках, рассчитанных как на сжатие, так и на растяжение и плотно прикрепленных к торцовым и промежуточным связям. Устойчивость сжатого пояса из плоскости системы проверяется при этом на длине, равной расстоянию между связями (прогонами).

В целях уменьшения светопотерь связи в подфонарных проемах выполняются в виде крестовой решетки из круглой стали; сжатыми стойками обычно служат прогоны, которые с той же целью располагаются через узел верхнего пояса фермы (рис. 283).

Специальные поперечные связи жесткости необходимы:

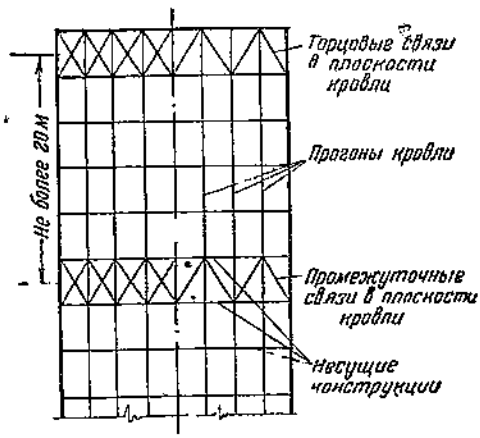


Рис. 282. Торцовые и промежуточные связи, расположенные в плоскости кровли

а) в арочных, рамных, неразрезных, консольно-балочных и тому подобных конструкциях при наличии сжимающих усилий в нижнем поясе для предотвращения выпучивания последнего из плоскости конструкции;

б) в системах шпренгельного типа, имеющих пониженное по отношению к линии опор очертание для предотвращения выхода из плоскости конструкции нижнего растянутого пояса (рис. 284, *в*);

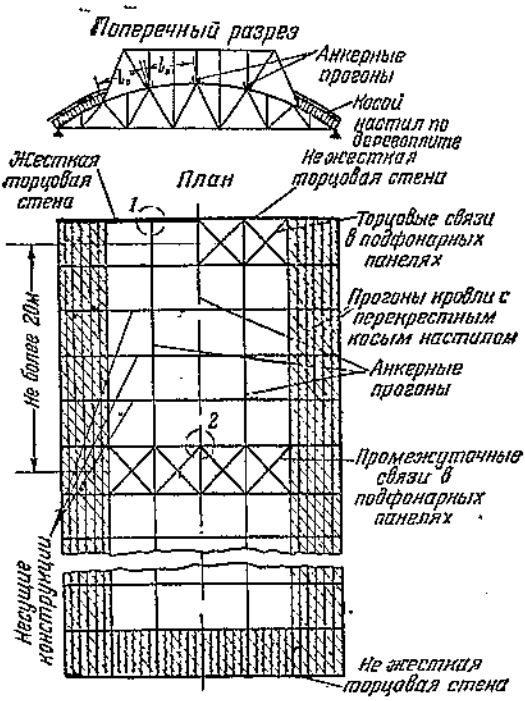


Рис. 283. Связи в подфонарных панелях

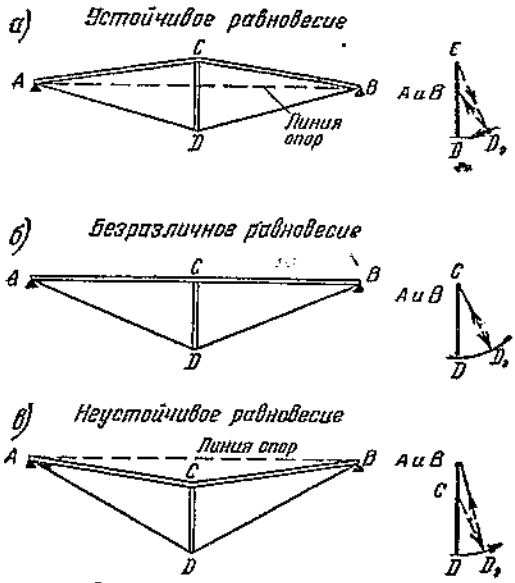


Рис. 284. Равновесие сжатой стойки в шпренгельных конструкциях

в) в комбинированных системах, решенных в виде гибкой арки с фермой жесткости;

г) при наличии усилий, действующих на нижний пояс конструкции нормально к плоскости (например тормозная сила при подвеске к фермам электроталей и т. п.).

В сквозных конструкциях вертикальные поперечные связи располагаются в узлах в плоскости стоек, в конструкциях со сплошной стенкой—в плоскости промежуточных ребер жесткости. Расстояние между поперечными связями, ограничивающими свободную длину сжатого пояса, определяется расчетом его на сжатие с учетом продольного изгиба из плоскости конструкции.

На рис. 285 изображены два основных применяемых типа поперечных связей.

Поперечные связи в виде коротких ферм, соединяющих несущие конструкции попарно (рис. 285, *а*, *б*), являются более жесткими, и как

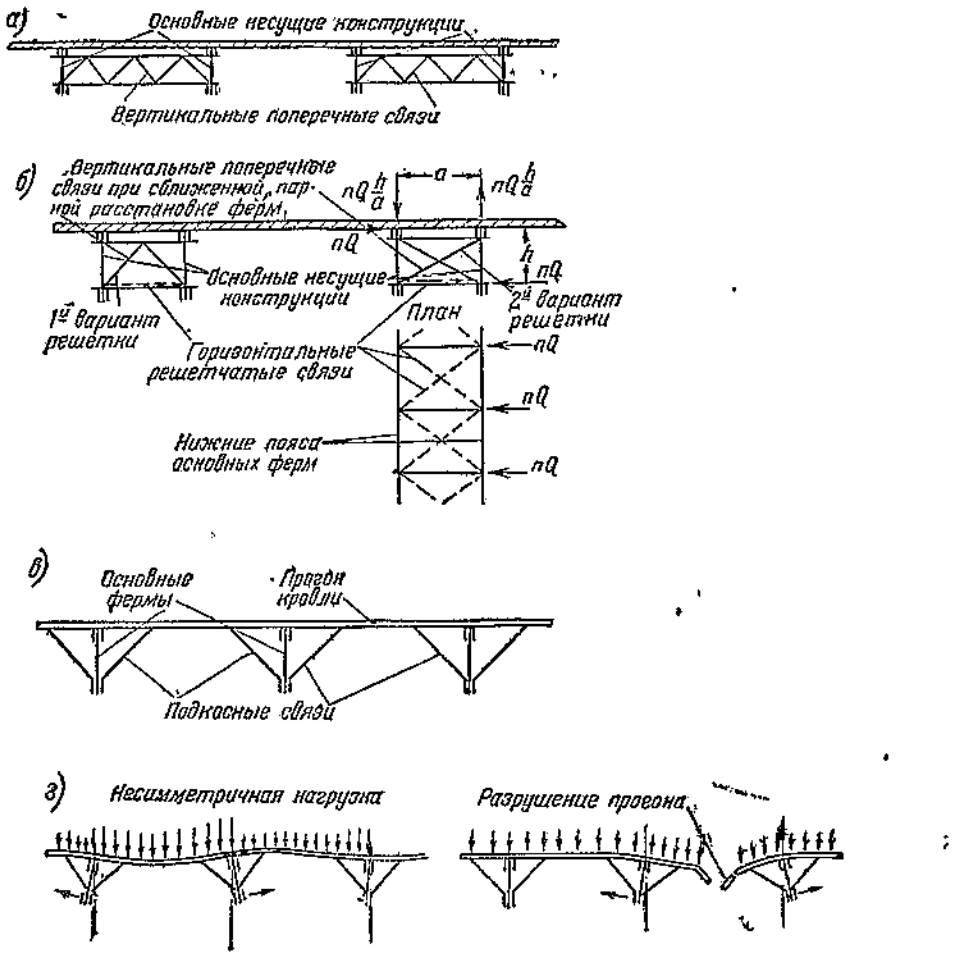


Рис. 285. Схемы поперечных связей

таковые целесообразнее с точки зрения ПВО, чем связи в виде подкосов (рис. 285, *в*).

Во всех случаях следует применять первый тип связей (рис. 285, *а*, *б*). При сближенной парной расстановке ферм одновременно рекомендуется устройство продольных решетчатых связей в плоскости нижнего сжатого пояса (рис. 285, *б*).

При малой жесткости прогонов подкосные связи способствуют выходу нижнего пояса несущей конструкции из плоскости системы, особенно при неравномерном (по длине здания) распределении снеговой нагрузки.

Однако даже при жестком решении прогонов подкосные связи в случае обрушения одной из несущих конструкций способствуют выпучиванию нижних поясов и последующему обрушению смежных конструкций (рис. 285, *г*).

Ни при каких условиях подкосы не должны использоваться при конструировании и расчете как промежуточные опоры для прогонов: прогоны держат подкосные связи, а не наоборот.

Выполнение поперечных связей в виде сквозных ферм, проходящих непрерывно по всей длине здания, следует признать недопустимым с точки зрения ПВО, так как при обрушении по какой-либо причине одной из несущих конструкций связи этого типа передают дополнительную нагрузку на соседние конструкции и могут вызвать последовательное обрушение всего покрытия.

В шпренгельных конструкциях неизменяемость системы обеспечивается устройством поперечных связей, попарно скрепляющих сжатые стойки смежных конструкций (рис. 285, *б*).

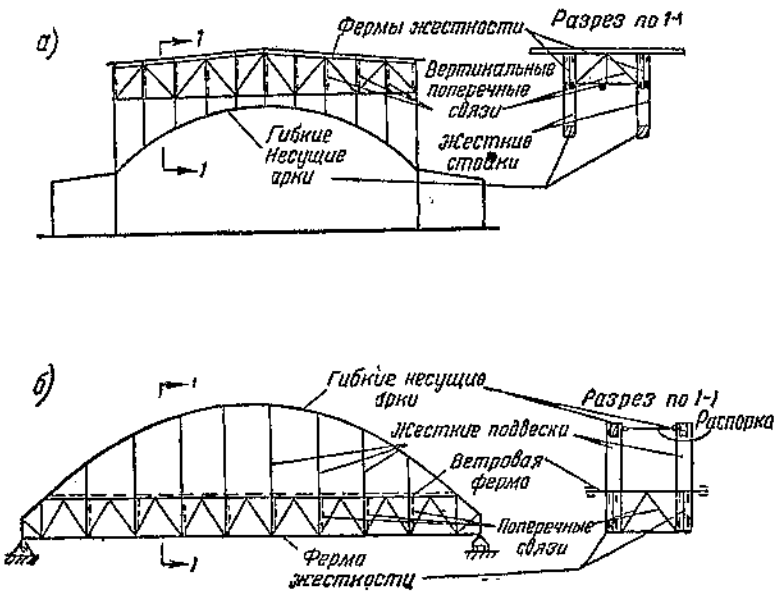


Рис. 286. Схемы связей в сооружениях с комбинированными системами

Хотя теоретически при прямом верхнем поясе стойка находится в состоянии безразличного равновесия (рис. 284, *б*), а фактически устойчивость ее в известной мере обеспечивается наличием защемления в месте сопряжения с верхним поясом, все же постановка связей обязательна и в этом случае для обеспечения стоек от перекосов, выхода из плоскости конструкции и т. п под влиянием различных случайных причин (например неравномерного натяжения парных тяжей и пр.).

Устойчивость гибких несущих арок комбинированных систем из их плоскости обычно обеспечивается жесткими стойками (подвесками), образующими вместе с поперечными связями жесткую полураму (рис. 286).

При расчете и конструировании стоек с податливыми связями особое внимание необходимо обращать на правильный учет этой податливости.

§ 40. КОНСТРУКЦИЯ И РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ ПРОСТРАНСТВЕННОГО КРЕПЛЕНИЯ ПЛОСКИХ Д. К.

Рассмотренные в § 39 ветровые связи представляют собой обычные балочные фермы, в соответствии с чем производятся расчет и конструирование их.

Во всех случаях конструкция связей должна обладать неизменной плотностью. Связи, теряющие плотность при усушке древесины, непригодны для пространственных креплений, для которых характерна знакопеременная работа. Связи из круглой стали должны допускать подтяжку в узловых сопряжениях или по длине при помощи натяжных муфт.

На рис. 287, *а*, *б* показаны конструктивные детали горизонтальных связей: анкерное крепление прогона в кирпичной торцовой стене (узел *1* рис. 283) и примыкание крестовых связей (рис. 287, *а*) из круглой стали и прогона к верхнему поясу фермы (узел *2*, рис. 283).

Пример конструкции вертикальных поперечных связей дан на рис. 288. Свободная длина нижнего сжатого пояса, раскрепленного такими связями, принимается равной расстоянию между связями. Недостаточная жесткость подкосных связей (рис. 285, *в*) учитывается при назначении расчетной длины *l* увеличением на 25 %[1] расстояния между подкосами.

Обычно размеры поперечных сечений элементов связей, обеспечивающих устойчивость сжатого контура несущих конструкций покрытий, назначаются

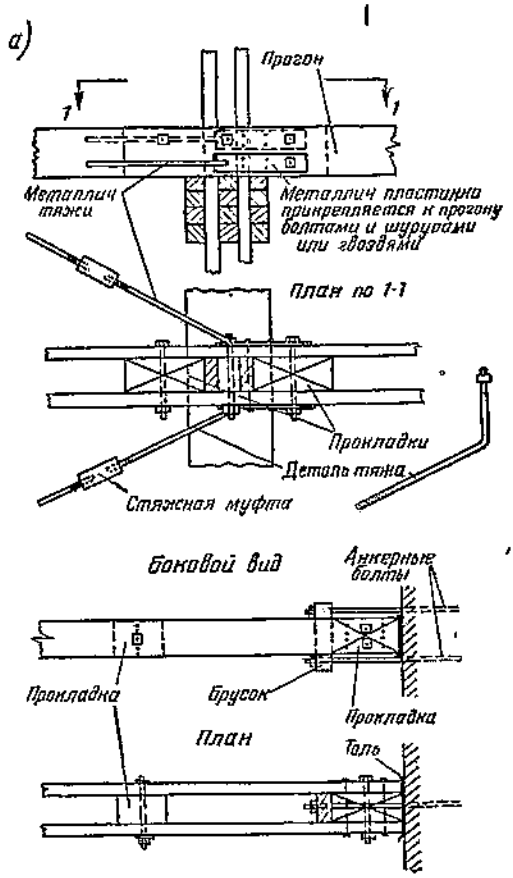


Рис. 287. Конструктивные детали горизонтальных связей

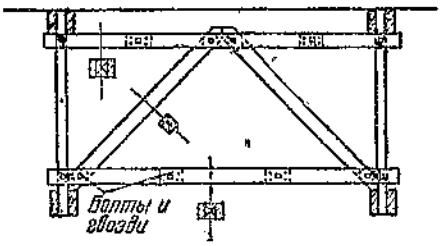


Рис. 288. Конструкция сквозных поперечных связей

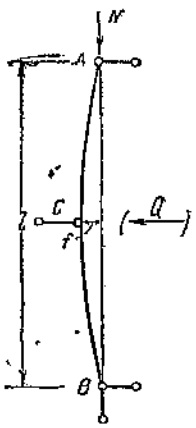


Рис. 289. Деформация изгиба сжатого пояса, закрепленного связями

по конструктивным соображениям. При этом (согласно § 80 Н и ТУ[2] и § 29 Указаний[3]) предельная максимальная гибкость сжатых элементов и сжато-изогнутых элементов связей при опирании элементов связей полным сечением не должна превосходить 200, а при опирании частью сечения—175.

Связи жесткости и их сопряжения с основной конструкцией могут быть приближенно рассчитаны на усилие, перпендикулярное к плоскости конструкции и равное $Q=0{,}02\ N$ на каждый узел закрепления, т. е. составляющее 2%[4] от действующего в сжатом поясе максимального осевого усилия.

Если к одной системе связей прикреплено несколько несущих конструкций, то поперечное усилие, передающееся на каждый узел связей, условно

[1] § 81, [1].
[2] См. [1].
[3] См. [5].
[4] § 81, [1].

приравнивается nQ, где n—число несущих конструкций, прикрепленных к одной системе связей.

Усилие Q учитывается лишь в конструктивно необходимых узлах закрепления, расположенных тем реже, чем больше жесткость пояса из плоскости системы.

Значение $Q=0{,}02\ N$ ориентировочно соответствует отклонению рассматриваемой (средней) связи c от прямой $A—B'$ (рис. 289), соединяющей смежные связи, на $1/200\ l$. Порядок этой относительной деформации соответствует могущей практически иметь место величине выпучивания сжатого пояса при некотором вероятном начальном отклонении его от прямой оси вследствие неточности производства работ. Этим оправдывается суммирование усилий Q в случае прикрепления к одной системе связей сжатых поясов нескольких (n) несущих Д. К., работающих параллельно.

Решетчатые связи, расположенные в плоскости сжатых поясов двух смежных несущих конструкций, рассчитываются как элементы обычной фермы, имеющей пролет, равный развертке скрепляемых поясов несущих ферм, и суммарную узловую нагрузку, равную nQ.

В крестовых связях из круглой стали учитываются только растянутые раскосы.

Пояса ферм жесткости, являющиеся одновременно поясами несущих конструкций, а также те из стоек ферм жесткости, которые одновременно несут основную нагрузку от веса крыши и снега, как пролеты несущих конструкций, рассчитываются на совместное воздействие указанных нагрузок в наиневыгоднейшем (из реально возможных) сочетаний. При этом допускаемое напряжение в этих элементах повышается на 20% [1].

Поперечные связи (рис. 285, *а*, *б* и 288), скрепляющие несущие конструкции попарно, рассчитываются как фермы с приложенными в обоих нижних узлах горизонтально направленными силами Q. Горизонтальная реакция расположена в плоскости соответственной фермы жесткости. Момент воспринимается парой сил, действующих в плоскостях основных несущих конструкций (рис. 285, *б*).

Упругие связи—подвески и полурамы, обеспечивающие устойчивость гибкой арки в комбинированных системах (см. рис. 286), следует рассчитывать, рассматривая подвески как упругие опоры, а поддерживаемую ими гибкую арку—как стержень, сжимаемый осевыми силами и находящийся в упругой среде, предполагая, что упругие подвески представляют собой такую среду. Метод расчета жатых стержней на продольный изгиб в упругой среде разработан проф. С. П. Тимошенко [2].

Для предварительного определения размеров упругих связей можно воспользоваться приближенным способом, изложенным выше, рассчитывая связи на действие усилий $Q=0{,}02N$, приложенных нормально к плоскости системы в местах сопряжения подвесок с арками.

При подвеске к несущим конструкциям электроталей поперечные связи воспринимают тормозные усилия, которые могут быть определены по формуле:

$$T=\frac{1}{10}\cdot\frac{P}{n_0}\,n,$$

где P—наибольшее давление от электротали;

n_0—число колес, расположенных на монорельсе;

n—число тормозных колес.

§ 41. ОСНОВНЫЕ ПРИНЦИПЫ ПРОСТРАНСТВЕННОГО КРЕПЛЕНИЯ ПЛОСКИХ Д. К. ПРИ МОНТАЖЕ [3]

При проектировании плоских Д. К. необходимо проверять напряжения и деформации, могущие возникнуть в конструкциях при избранном методе монтажа; к проекту должна быть приложена монтажная схема с указанием порядка монтажа, расположения точек захвата и монтажных вспомогательных креплений.

[1] § 14 [1] и § 14 [3].

[2] С. П. Тимошенко, Курс сопротивления материалов, § 178.

[3] Более подробно о монтаже различных типов деревянных конструкций см. разделы первый и второй, а также [41], [62] и [245].

При наиболее распространенном методе монтажа плоских Д. К. путем подъема собранных внизу на бойке конструкций, после установки монтируемой конструкции на опорах и приведения ее в вертикальное положение, она немедленно крепится к смежным, уже установленным и закрепленным Д. К. постоянными и временными монтажными связями жесткости из подручного материала— длинных жердей, пластин или досок, прикрепляемых на гвоздях. Как правило, при этом в качестве постоянных связей используются основные прогоны покрытия. Пришивка к ним заранее упорных бобышек, точно фиксирующих расстояние между фермами, существенно облегчает установку последующих ферм после точной выверки и прочного крепления первой пары ферм. Система постоянных и временных монтажных связей должна полностью обеспечивать устойчивость и неизменяемость плоских Д. К. в период монтажа.

Временное раскрепление первой из монтируемых ферм до постановки последующих конструкций производится при помощи прикрепленных к узлам верхнего пояса двухсторонних оттяжек (расчалок).

Только после жесткого раскрепления связями монтируемой Д. К. ее можно освободить от подъемных тросов и других захватных приспособлений.

При монтаже конструкций способом поперечной надвижки несущие конструкции собираются на подмостях, расположенных у одной или обеих торцовых стен здания на уровне опор монтируемых конструкций, устанавливаются в вертикальном положении, скрепляются попарно монтажными поперечными связями в жесткую систему и передвигаются по мауерлатным брусьям вдоль наружных стен здания к месту установки.

Временные монтажные связи не должны мешать постановке остальных элементов покрытия (вспомогательных стропильных ног, подшивки, рабочего настила и т. п.).

Конкретные примеры монтажа сплошных и сквозных плоских Д. К. приведены в первом и втором разделах курса.

РАЗДЕЛ ЧЕТВЕРТЫЙ

ПРОСТРАНСТВЕННЫЕ Д. К.

ГЛАВА I

ОСНОВНЫЕ ФОРМЫ ПРОСТРАНСТВЕННЫХ Д. К. В ПОКРЫТИЯХ

§ 42. ОБЩАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА И ОСНОВНЫЕ НОРМАЛЬНЫЕ СХЕМЫ ПРОСТРАНСТВЕННЫХ Д. К. В ПОКРЫТИЯХ

Если основная работа балок, ферм и арок условно может рассматриваться без учета влияния смежных конструкций, то в сводах, складках, куполах и подобных конструкциях уже нельзя пренебречь пространственной работой всей системы в целом.

В зависимости от типа пространственной конструкции, способа ее опирания и вида нагрузки влияние работы ее в третьем измерении может быть более или менее значительным. Рассмотрим следующий пример. Предположим, что цилиндрический распорный свод, указанный на рис. 290, *а*, опирается только на продольные стены и находится под действием нагрузки, равномерно распределенной по всей длине свода. Можно утверждать, что при этой нагрузке все точки свода, расположенные на образующей *C—D*, сместятся на одну и ту же величину. Вместо того чтобы при определении усилий рассматривать весь свод протяженностью *B*, можно в этом случае судить о работе свода по работе полосы, выделенной из свода двумя поперечными разрезами шириной, например, 1 *м*, учитывая при этом действие нагрузки, приходящейся лишь на выделенный элемент. Примыкающие части свода на работу рассматриваемого элемента влиять не будут. При нагрузке, равномерно распределенной вдоль всей оси свода, его работа ничем не будет отличаться от работы плоской арки.

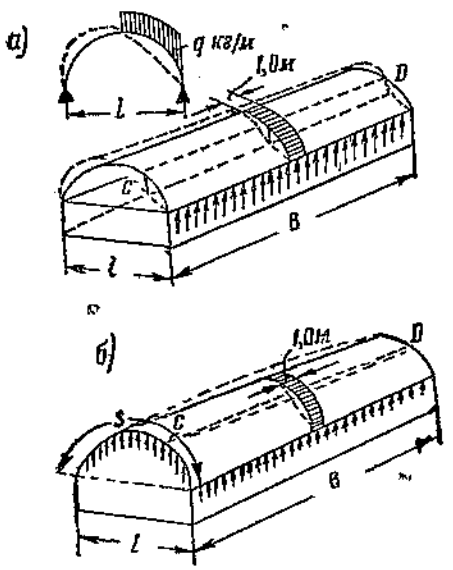


Рис. 290

а—деформации свода, опертого по продольным сторонам, при нагрузке, равномерно распределенной на одной стороне свода; *б*—деформации свода, опертого по продольным сторонам и торцовым стенкам при той же нагрузке

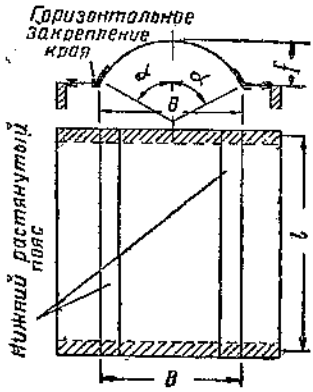
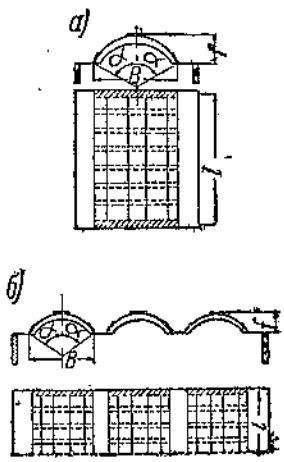
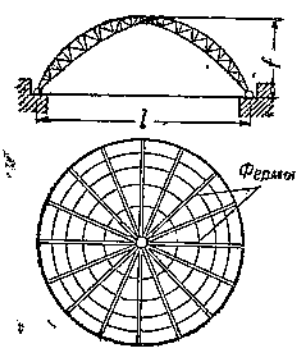
Если же нагрузка приложена только к части длины свода или если по длине свода она расположена неравномерно, то прямая *C—D* после деформации свода превратится в кривую; точки, находящиеся под нагрузкой, сместятся больше, чем точки ненагруженные, и, следовательно, на работу выделенной полосы будут влиять рядом расположенные части свода; влияние это будет тем сильнее, чем больше продольная жесткость свода и чем больше неравномерность загружения.

№ п/п	Название и краткая характеристика	Схема	Области применения
	I. Распорные своды		
1	Двойной гнутый свод кругового очертания с затяжкой или с непосредственной передачей распора опорам. Относится к конструкциям построечного изготовления	а) Прогон Верхняя обшивка Нижняя обшивка б) Прогоны 2 обшивки	Применяется в цилиндрических покрытиях в теплом и холодном решениях над подсобными цехами промышленных зданий, складами, гаражами, ангарами и т. п.
2	Кружально-сетчатый свод кругового очертания с затяжкой или с непосредственной передачей распора опорам. Сборная конструкция заводского изготовления		Применяется в цилиндрических покрытиях в теплом и холодном решениях над производственными помещениями, гаражами, ангарами, театрами, выставочными павильонами и т. п.
3	Кружально-сетчатый свод стрельчатого очертания без затяжек с передачей распора непосредственно опорам		Применяется преимущественно в холодных решениях покрытий над производственными помещениями, складами и т. п. при железных, шиферных и тому подобных кровлях
	II. Складчатые конструкции		
4	Ребристое складчатое покрытие треугольного очертания с опиранием на торцовые стены в однорядовом и многорядовом решениях. Конструкция построечного изготовления	а) б) Торцовая стенка	Применяется в теплых и холодных решениях над производственными помещениями, складами, гаражами и т. п.

Таблица 20

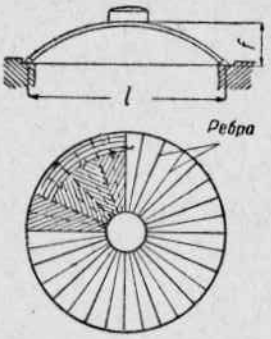
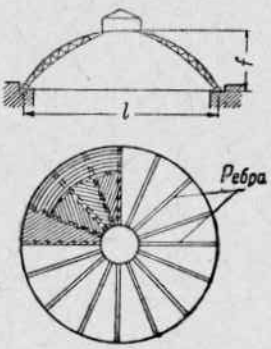
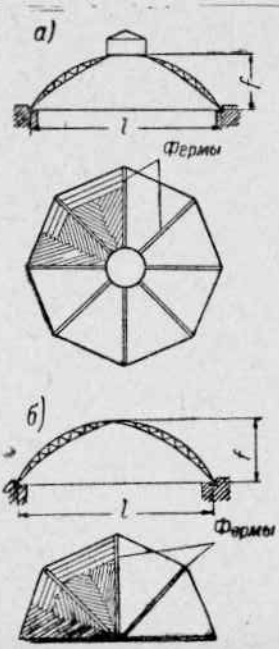
характеристики пространственных Д. К. в покрытиях

Основной тип сопряжений	Пролет в *м*	Отношение толщины свода, высоты ребра к пролету $\frac{h}{l}$	Рекомендуемые габаритные соотношения	Технико-экономические показатели: коэфициент собственного веса $K_{с.в}$	Технико-экономические показатели: затрата металла в % от веса конструкции	Примечания
Гвозди (шурупы)	10—20	$\frac{1}{80}$	$\frac{f}{l} \geqslant \frac{1}{5}$	14—16	Без затяжек 4—5%; с металлическими затяжками 9—10%	
В сводах системы Цоллингера—болты, в сводах системы Песельника—врубки	12—80	$\frac{1}{100}$	$\frac{f}{l} \geqslant \frac{1}{7}$	13—15	3—5% 1—2%	При пролетах более 20—25 *м* требует применения составных клееных косяков
В сводах системы Цоллингера—болты, в сводах системы Песельника—врубки	12—80	$\frac{1}{100}$	$\frac{f}{l} \geqslant \frac{1}{3}$ $\frac{f'}{l'} \geqslant \frac{1}{15}$	13—15	3—5% 1—2%	При пролетах более 20—25 *м* требует применения клееных косяков
Гвозди, сосновые нагели	12 — 30	—	$\frac{f}{l} = \frac{1}{2} - \frac{1}{9}$ $\frac{l}{B} = 1 - 3$ $\alpha = 35 - 45°$	20—30	3—5%	

№ п/п	Название и краткая характеристика	Схема	Области применения
1	2	3	4
5	**III. Своды-оболочки** Тонкостенный свод-оболочка кругового очертания с опиранием на торцовые стены и с горизонтальным закреплением края фермами жесткости. Конструкция построечного изготовления		Применяется в теплых и холодных решениях над производственными помещениями, складами, гаражами в тех случаях, когда необходима гладкая поверхность потолка с использованием внутреннего объема помещения
6	Ребристый свод-оболочка кругового очертания с опиранием на торцовые стены и отсутствием опирания по продольным сторонам. Конструкция построечного изготовления		Применяется в теплых и холодных решениях над сборочными цехами, ангарами, складами и т. п.
7	**IV. Куполы** Покрытие куполообразной формы из трехшарнирных арок с передачей распора непосредственно опорам. Конструкция построечного изготовления		Применяется преимущественно в качестве покрытий над цирками, манежами, зрительными залами, имеющими в плане круговое очертание, и т. п.

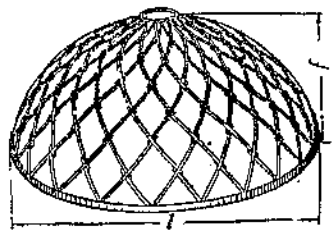
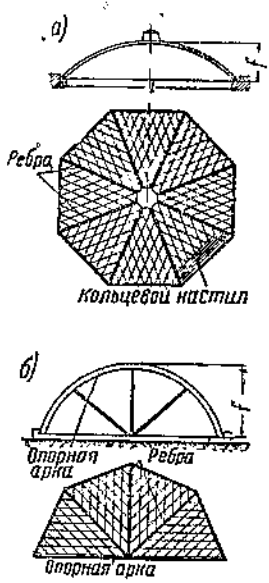
Продолжение

Основной тип сопряжений	Пролет в *м*	$\frac{h}{l}$	Рекомендуемые габаритные соотношения	Технико-экономические показатели: коэффициент собственного веса $K_{с.в}$	Технико-экономические показатели: затрата металла в % от веса конструкции	Примечания
5	6	7	8	9	10	11
Гвозди	20 — 40	—	$\frac{f}{l} \geqslant \frac{1}{5} - \frac{1}{6}$ $\frac{l}{B} \leqslant 2{,}5 - 3$ $2\alpha \geqslant 120°$	10 — 15	4 — 5%	
Гвозди	20 — 100	—	$\frac{f}{l} \geqslant \frac{1}{6} - \frac{1}{8}$ $\frac{l}{B} \leqslant 4$ $2\alpha \geqslant 90°$	6—12	5 — 8%	
Гвозди, болтовые нагели, кольцевые шпонки	20—70	$\frac{1}{30} - \frac{1}{40}$	$\frac{f}{l} = \frac{1}{2} - \frac{1}{6}$	3—5	4—6%	

№ п/п	Название и краткая характеристика	Схема	Области применения
1	2	3	4
8	Тонкостенный сферический купол-оболочка. Конструкция построечного изготовления		Применяется преимущественно в качестве покрытия над производственными зданиями, имеющими в плане круговое очертание
9	Ребристый сферический купол-оболочка. Конструкция построечного изготовления		То же, что в п. 7
10	Купол в виде сомкнутого свода-оболочки с планом, имеющим форму квадрата или правильного многоугольника. Конструкция построечного изготовления. Применяется также в виде полукупола		То же, что в п. 7 при плане, имеющем квадратную или многоугольную форму. В виде полукупола в качестве покрытия над сценой, эстрадой, оркестровой раковиной и пр.

Продолжение

Основной тип сопряжения	Пролет в м	$\frac{h}{l}$	Рекомендуемые габаритные соотношения	Технико-экономические показатели		Примечания
				коэффициент собственного веса $K_{с.в}$	затрата металла в % от веса конструкции	
5	6	7	8	9	10	11
Гвозди	12—35	$\frac{1}{200}-\frac{1}{250}$	$\frac{f}{l}=\frac{1}{2}-\frac{1}{6}$	10 — 15	3 — 5%	
Гвозди	35 — 60	$\frac{1}{50}-\frac{1}{70}$	$\frac{f}{l}=\frac{1}{2}-\frac{1}{6}$	10 — 15	4 — 6%	
Гвозди	20 — 40	$\frac{1}{40}-\frac{1}{60}$	$\frac{f}{l}=\frac{1}{2}-\frac{1}{6}$	10 — 15	4 — 6%	

№ п/п	Название и краткая характеристика	Схема	Области применения
1	2	3	4
11	Сферический кружально-сетчатый купол. Характеризуется нестандартностью косяков, меняющихся по форме и размерам по высоте купола. Конструкция заводского изготовления		То же, что в п. 7
12	Купол в виде сомкнутого кружально-сетчатого свода с планом, имеющим форму квадрата или правильного многоугольника. Характеризуется стандартностью косяков. Сборная конструкция заводского изготовления		То же, что в п. 10

В своде (рис. 290, *б*), опирание которого осуществлено по всему контуру, деформация образующей *C—D* неизбежна и при равномерной нагрузке.

Если в таком своде выделить две полосы, одну по середине длины свода, а другую около торцовой стены, то работа этих полос будет различна. В частности, деформации и изгибающие моменты в полосе, расположенной ближе к торцовой стене, будут меньше, чем в средней полосе, вследствие разгружающего влияния жестких торцовых стен (фронтонов).

Деформации и изгибающие моменты в средней полосе свода (рис. 290, *б*) будут меньше, чем в такой же полосе свода, опертого только на продольные стены при действии той же нагрузки.

Разгружающее влияние фронтонов будет тем больше, чем короче свод и чем больше продольная жесткость его (вдоль образующей).

Учет пространственной работы цилиндрического распорного свода приводит к облегчению его конструкции.

В табл. 20 приведены основные нормальные схемы пространственных деревянных конструкций в покрытиях.

Конструкции в таблице расположены в порядке нарастающего влияния их пространственной работы.

Продолжение

Основной тип сопряжений	Пролет в м	$\frac{h}{l}$	Рекомендуемые габаритные соотношения	Технико-экономические показатели: коэффициент собственного веса $K_{с.в}$	Технико-экономические показатели: затрата металла в % от веса конструкции	Примечания
5	6	7	8	9	10	11
В куполе системы Цоллингера—болты, системы Песельника—врубки	15 — 35	$\frac{h_k}{l} \geqslant \frac{1}{150}$	$\frac{1}{2} - \frac{1}{6}$	10 — 15	3 — 5%	Для системы Цоллингера
					1 — 2%	Для системы Песельника
	15 — 45	$\frac{h_k}{l} \geqslant \frac{1}{150}$	$\frac{1}{2} - \frac{1}{6}$	10 — 15	3 — 5%	Для системы Цоллингера
					1 — 2%	Для системы Песельника

§ 43. ОСОБЕННОСТИ РАБОТЫ ПРОСТРАНСТВЕННЫХ Д. К. В ПОКРЫТИЯХ

В обычных покрытиях по фермам, аркам и т. п. настил, обрешетка, подшивка, вспомогательные стропильные ноги и прогоны вовсе не участвуют в работе основной несущей конструкции; они обеспечивают лишь распределение и передачу внешних нагрузок, в том числе и своего собственного веса. В пространственных деревянных конструкциях вспомогательные элементы покрытия, как правило, непосредственно участвуют в работе основной конструкции.

Иногда при этом возникает опасность конденсационного увлажнения и загнивания рабочих элементов конструкции вследствие совмещения их с элементами ограждения.

Для того чтобы эффективность применения пространственных деревянных конструкций не была обесценена быстрым разрушением их от гниения, в таких случаях особенно большое внимание должно быть уделено мероприятиям, обеспечивающим надежный осушающий эксплоатационный режим покрытия (надежная кровля, осушающие продухи, правильное размещение тепло- и пароизоляционных слоев, применение негниющих и несгораемых утеплителей).

В капитальных пространственных деревянных конструкциях обязательно антисептирование древесины.

Учет пространственной работы и возможность использования вспомогательных элементов в основной работе конструкции определяют высокую экономичность применения пространственных покрытий, причем некоторые из них служат для перекрытия больших пролетов (до 80—100 *м*).

В отличие от плоскостных систем в пространственных деревянных конструкциях разрушение какого-либо одного из элементов не может еще привести к обрушению всей конструкции, поскольку вместо выбывшего элемента в работу включаются смежные элементы, пространственно связанные с ним.

Разрушение пространственных деревянных конструкций обычно происходит при наличии больших деформаций, приводящих к искажению геометрической формы конструкции; в некоторых случаях разрушение происходит от потери устойчивости всей системы (распорные своды) или отдельных ее элементов.

Коэфициент запаса в работе пространственных Д. К. тем выше и деформативность их тем меньше, чем больше выражена в конструкции пространственность ее работы.

Применение пространственных Д. К. целесообразно в случаях:

1) если необходимо использовать внутренний габарит помещения при малой строительной высоте конструкции и, следовательно, нецелесообразно применение подвесного потолка;

2) если из пожарных или иных соображений нужна гладкая поверхность потолка без выступающих частей ферм и пр.;

3) если распор желательно передать не сосредоточенно, а по всей длине фундаментов или продольных стен (область применения распорных сводов);

4) если вообще затруднительно восприятие продольными стенами распора, например в покрытиях над высокими помещениями, при слабом грунте, при каркасном решении деревянных стен и т. п. (область применения сводов-оболочек и складок);

5) если в продольных стенах необходимы большие проемы для ворот (например в ангарах), и все опирание осуществляется на торцовые стены (область применения ребристых сводов-оболочек и складок);

6) в покрытиях над помещениями круглой формы, квадратной или в виде правильного многоугольника (область применения куполов и сомкнутых сводов).

Применение пространственных деревянных конструкций нецелесообразно в покрытиях:

1) над влажными производствами;

2) в многорядовых покрытиях с ендовами, так как в них возможно образование (в северных районах СССР) снеговых мешков;

3) в покрытиях над высокими помещениями малых пролетов, поскольку в них из монтажных соображений удобнее применение балок, арок или ферм.

ГЛАВА II

РАСПОРНЫЕ СВОДЫ

§ 44. ДВОЙНОЙ ГНУТЫЙ СВОД (ШУХОВА-БРОДА) (СХЕМЫ 1, *а* и *б* ТАБЛ. 20)

А. Общие сведения и конструкция свода

Двойной гнутый свод представляет собой конструкцию покрытия, состоящую из двух слоев обшивок, раздвинутых и изогнутых по направлению дуги поперечного сечения свода.

Вдоль образующей свода между обшивками располагаются прогоны из брусьев. Обшивки, соединенные с прогонами гвоздями, образуют составное сечение (с короткими прокладками-прогонами), воспринимающее нормальные силы и изгибающие моменты в своде. Опорное давление свода передается на мауэрлаты, лежащие на продольных стенах или колоннах.

Распор свода воспринимается затяжками (схема 1а табл. 20) или же передается непосредственно на фундамент (схема 1, *б* табл. 20).

Во избежание провисания затяжки поддерживаются в пролете подвесками (см. рис. 294, *б* и 298).

В теплых покрытиях между настилами укладывается утеплитель (рис. 291, *а*, *б*).

Во избежание конденсации паров теплого воздуха в толще покрытия по всей поверхности нижнего настила располагают пароизоляцию (толь, пергамин с проклейкой швов).

Вентиляция воздушного прослойка между обшивками обеспечивается укладкой верхнего слоя досок с зазорами и устройством осушающих продухов, сообщающих воздушный прослоек с наружным воздухом у опор и в шелыге свода (рис. 298).

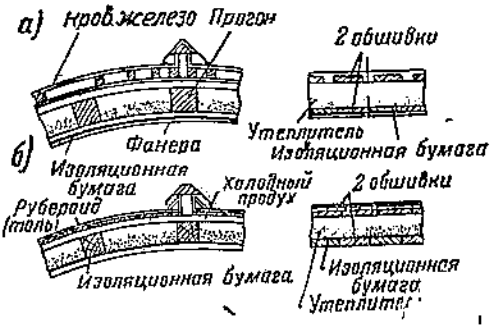


Рис. 291. Поперечный и продольный разрезы утепленного свода:
а — при железной кровле; *б* — при рубероидной кровле

Возможно также устройство щелевидных утепленных продухов по дуге свода, служащих одновременно огнезащитными преградами.

Железная кровля обычно укладывается по обрешетке (рис. 291, *а*).

Для наклейки рубероидного ковра по верхней обшивке свода устраивается защитный настил из досок толщиной 1,2—1,6 *см* и шириной 5—7 *см* под углом 45° к образующей свода (рис. 291, *б*).

Вследствие податливости гвоздевых сопряжений и небольшой относительной высоты сечения двойной гнутый свод характеризуется малой жесткостью, особенно при длительном воздействии односторонних нагрузок.

Влияние односторонней нагрузки снегом особенно сильно сказывается в многорядовых (многоячейковых) зданиях, где применять двойной гнутый свод не рекомендуется.

Поскольку двойной гнутый свод является совмещенной конструкцией, при проектировании, возведении и эксплоатации должно быть обращено особенно большое внимание на обеспечение мероприятий по борьбе с гниением путем антисептирования обшивок и прогонов, применения негниющих и негорящих утеплителей (шлак, пенобетон, фибролит) и обеспечения надежности кровельного покрытия.

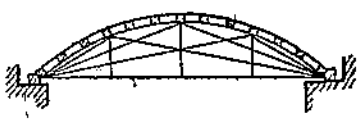


Рис. 292. Двойной гнутый свод с наклонными тяжами

Ввиду опасности монтажного (строительного) увлажнения, протекания кровли и т. п. устройство осушающих продухов в своде обязательно.

Применение двойного гнутого свода для покрытий над влажными цехами недопустимо.

Для уменьшения пожарной опасности свод по длине должен быть разбит огнезащитными преградами на отсеки длиной не более 4—6 *м*.

Двойные гнутые своды благодаря выгодному расположению материала и использованию в качестве несущих элементов верхнего настила и подшивки являются экономичными конструкциями, не требуют (в связи с неполным использованием напряжений) для своего изготовления древесины высокого качества, просты в производстве работ и обладают эксплоатационными преимуществами: гладкой поверхностью потолка и отсутствием решетки.

Для увеличения устойчивости и уменьшения деформативности двойного гнутого свода в его конструкцию вводят наклонные тяжи (рис. 292). Опыт применения наклонных тяжей на практике себя не оправдал из-за трудности равномерного натяжения отдельных растяжек. Кроме того, вследствие усушки древесины и ее обмятия в месте крепления растяжек и т. п. они требуют перио-

дической подтяжки при эксплоатации, что не всегда может быть своевременно обеспечено.

Очертание двойных гнутых сводов принимается параболическим или круговым.

Теоретически параболический свод является более выгодным, так как при равномерном по проекции загружении в нем отсутствуют моменты и поперечные силы. С другой стороны, постоянная кривизна кругового свода является положительным фактором, упрощающим его изготовление. Учитывая, кроме того, меньшие напряжения от начального выгиба в досках обшивок, можно рекомендовать круговое очертание сводов.

Согласно Н и ТУ рекомендуется отношение стрелы подъема к пролету свода назначать $\frac{f}{l} \geqslant \frac{1}{5}$, а отношение высоты поперечного сечения к пролету $\frac{h}{l} \geqslant \frac{1}{80}$; при меньшем $\frac{h}{l}$ существенно возрастает опасность потери формы свода.

Б. Элементы свода

1. Настилы

Толщина досок настилов назначается по расчету и колеблется в пределах от 1,9 до 3,5 *см*.

Применять доски тоньше 1,9 *см* не рекомендуется в связи с опасностью их раскалывания при забивке гвоздей и большой их гибкостью, требующей учащенной расстановки прогонов.

Доски настилов свода должны быть по возможности блоее длинными для уменьшения числа стыков и количества гвоздей, идущих на их перекрытие.

Стыки досок располагаются вразбежку, желательно против середины длины смежных досок; в этом случае ослабление настилов свода в месте их стыкования составляет 50%.

Для настилов возможно применение пиломатериалов пониженного качества (но без признаков гнили), так как настилы работают с неполным напряжением.

2. Прогоны

Размеры прогонов назначаются по расчету: высота определяется из условия прочности сечения свода под действием расчетных усилий, а ширина должна быть достаточной для размещения требуемого количества гвоздей.

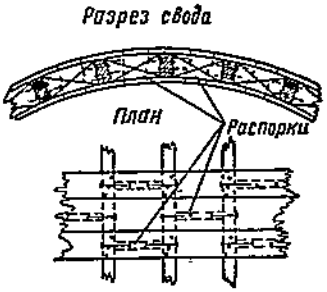


Рис. 293. Двойной гнутый свод с распорами между прогонами

Для обеспечения пространственной жесткости свода следует опирать прогоны на торцовые стены и назначать длину их по возможности большей.

Стыки прогонов располагаются вразбежку против середины рядом расположенного прогона.

Расстояние между осями прогонов зависит, главным образом, от толщины и длины досок настилов. Как правило, доска должна перекрывать четное число панелей; в этом случае стыки досок настила удобно располагать на прогоне, который проходит у середины нестыкуемых досок.

Расстояние между осями прогонов при длине досок 6,5 *м* можно назначать: для досок толщиной 1,9 *см*—65 *см*; 2,5 *см*—81 *см*; 3,0 *см*—108 *см*.

Прогон в двойном гнутом своде является прокладкой и воспринимает сдвигающее усилие от изгибающих моментов и сжатия с продольным изгибом.

Сдвигающее усилие вызывает поворот прогона относительно его продольной оси; гвозди, прикрепляющие обшивки к прогону, работают при этом на выдергивание (рис. 297).

Разрушение двойных гнутых сводов при одностороннем загружении неизменно сопровождается поворотом прогонов и выдергиванием гвоздей, причем задолго до разрушения свод получает недопустимо большие деформации. Для увеличения устойчивости прогонов рекомендуется их ширину b назначать не менее высоты h_1.

Между прогонами могут быть расположены дощатые распорки, пришиваемые гвоздями к прогонам и настилам, что в значительной степени увеличивает устойчивость прогонов (рис. 293). При достаточно частых (через 40—50 *см*) распорках возможно устройство прогонов из толстых досок, поставленных на ребро. При этом расстояние между прогонами назначается примерно вдвое меньше указанного выше для прогонов из брусьев.

Применение распорок усложняет работы по устройству свода; это, повидимому, послужило препятствием к широкому применению в строительстве двойных гнутых сводов указанной конструкции.

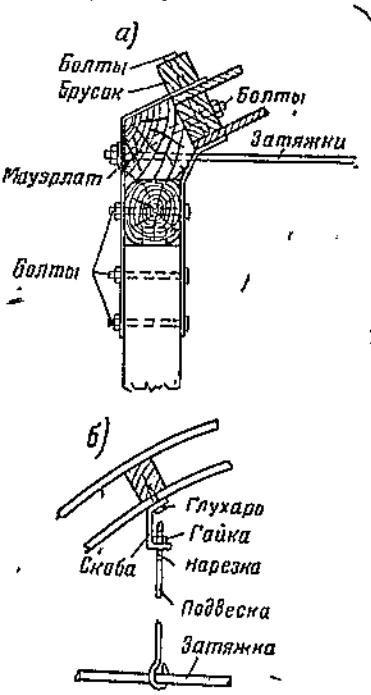


Рис. 294

а—опирание свода при деревянных каркасных стенах; *б*—прикрепление подвески к своду

3. Мауэрлаты

Давление от свода на стены передается через мауэрлаты (рис. 298). Размеры и конструкция мауэрлатов определяется в соответствии с величиной действующей на них нагрузки. Обычно мауэрлаты воспринимают горизонтальные составляющие от распора; вертикальные составляющие воспринимаются продольными каменными стенами, верхней обвязкой каркасных стен (рис. 294, *а*) и т. п.

Крайний прогон свода у опоры плотно пригоняется к мауэрлату и сплачивается с ним болтами $d = 12 \div 16$ *мм*. Настил свода также плотно упирается в мауэрлат. Для увеличения жесткости мауэрлатов желательно выполнять их балочно-консольными (рис. 298). Стыки мауэрлатов обычно решаются в виде косого прируба.

4. Затяжки

Затяжки делаются, как правило, из круглой стали, желательно с муфтами для их подтягивания.

Через каждые 3—4 *м* затяжки поддерживаются стальными подвесками $d = 3 \div 6$ *мм*. При устройстве подвесок рекомендуется предусмотреть возможность регулировки их длины (рис. 294, *б*).

5. Сопряжения (гвозди, шурупы и болты)

Для скрепления обшивок с прогонами применяются гвозди длиной $l = 90 \div 150$ *мм*, при диаметре $d = 4 \div 5{,}5$ *мм*.

Гвозди рекомендуется располагать нормально к поверхности свода; применение гвоздей с уменьшенной шляпкой не допускается в связи с опасностью вмятия гвоздя в обшивку при повороте прогона.

Часто в местах устройства стыков обшивок расстояние от гвоздя до конца доски получается значительно меньше минимального расстояния, установленного Н и ТУ; в этом случае гвозди заменяют шурупами, предварительно просверливая для них отверстия диаметром на 2—4 *мм* меньше диаметра шурупа и на полную длину его.

При необходимости постановки гвоздей вблизи стыков обшивок их следует забивать в просверленные отверстия.

Болты применяются как вспомогательное средство скрепления у опор свода для сбалчивания мауэрлата с крайним прогоном или для присоединения к своду каких-либо дополнительных частей конструкции (тяжей, ребер и т. п.).

6. Фонари

Устройство продольных фонарей представляет значительные конструктивные затруднения, так как при этом требуется перерезка досок по длине свода.

Устройство верхнего света возможно делением свода по длине на отдельные участки, располагаемые на разной высоте, или же приданием различной кривизны отдельным участкам свода (рис. 295). Как в том, так и в другом

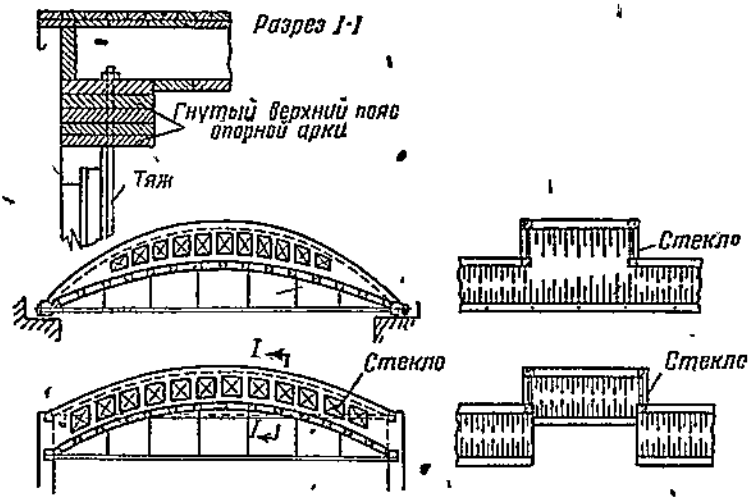


Рис. 295. Устройство верхнего света в сводах

случае остекление располагается в вертикальных плоскостях уступов между отдельными участками свода. Поверхность, где расположено остекление, может быть превращена в самостоятельную ферму (например, путем постановки перекрестных раскосов из круглой стали между стойками переплетов и устройством поясов из пакета гнутых досок) (рис. 295), что увеличивает общую жесткость всего свода.

В. Проектирование и расчет свода

Двойной гнутый свод обычно рассчитывается как плоская двухшарнирная арка.

При устройстве по верху свода косо расположенного настила (например, защитного настила при рубероидных кровлях), соединенного с верхней обшивкой гвоздями, и при наличии жестких фронтонов, надежно связанных со сводом, мы будем иметь свод, опертый по контуру.

Поскольку специальных исследований влияния жестких фронтонов и косых обшивок в двойных гнутых сводах проделано не было, Н и ТУ разрешают снижать изгибающие моменты, полученные при расчете свода как конструкции, опертой только по продольным сторонам, и вести расчет фронтонов по тем же правилам, что и в случае кружально-сетчатых сводов.

При расчете двойного гнутого свода половина всех досок обшивок рассматривается как накладки, служащие для перекрытия стыков, поэтому при определении площади сечения F_p и момента сопротивления W_p в расчет вводится лишь 50% всех досок обшивок.

Площадь нижней обшивки, прибиваемой без разрежения, рекомендуется для упрощения расчета при определении F_p и W_p приравнивать к площади верхней обшивки (меньшей по величине).

Поверку напряжений в обшивках следует вести, учитывая два возможных случая.

1) При воздействии постоянной и односторонней временной нагрузки расчет ведется по формуле:

$$\frac{N}{F_p}+\frac{M}{W_p\xi}\leqslant \sigma_c\varphi_1, \qquad (1-44)$$

где N — нормальная сжимающая сила в сечении с максимальным изгибающим моментом;

$F_p=\frac{F_a}{2}$ — расчетная площадь сечения;

$W_p=\frac{F_a h_0}{2}$ — расчетный момент сопротивления поперечного сечения обшивки;

h_0 — расстояние между осями обшивок;

$\xi=1-\frac{\lambda_{np}^2}{3\,100}\cdot\frac{\sigma_c}{[\sigma_c]}$ — коэфициент, учитывающий дополнительный момент от нормальной силы при деформации стержня;

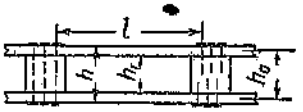


Рис. 296

$\lambda_{np}=\sqrt{(\mu_0\lambda_0)^2+\lambda_1^2}$ — приведенная гибкость свода; (2—44)

$\lambda_0=\frac{l_0}{\rho}$ — гибкость свода без учета податливости связей, определяемая по расчетной длине свода $l_0=0{,}5s$ (§ 98 Н и ТУ), где s — длина дуги свода, и радиусу инерции сечения свода $\rho\approx\frac{h_0}{2}$;

$\mu_0=\sqrt{1+k_c\frac{hn_{ш}[n_c]}{l_0^2 n_c}}$ — коэфициент приведения гибкости, учитывающий податливость связей (без учета стыков обшивки);

$$\lambda_1=\frac{l_1}{1{,}41\cdot 0{,}289\delta}=\frac{l_1}{0{,}41\delta} \qquad (3-44)$$

— гибкость отдельной обшивки на участке между связями (гвоздями) (рис. 296); δ — толщина досок обшивки; φ_1 — коэфициент продольного изгиба для отдельной обшивки, определяемый по гибкости λ_1.

Так как на местный изгиб обшивок в пределах между прогонами при деформации оси свода работают все доски, в то время как в расчетной площади должно учитываться лишь 50% досок, то при нахождении λ_1 учитывается момент инерции всех досок обшивки, а при нахождении площади сечения — только половина досок. Этим объясняется коэфициент 1,41 в знаменателе выражения для определения λ_1.

Необходимо отметить, что определение гибкости свода более правильно было бы производить по моменту инерции с учетом удлинения растянутой обшивки и сдвижки связей (см. раздел I, гл. 2).

2) При воздействии постоянной и двухсторонней (равномерной) временной нагрузки расчет ведется по формуле:

$$\frac{N_{max}}{F\varphi}\leqslant[\sigma_c], \qquad (4-44)$$

где N_{max} — максимальная нормальная сила; коэфициент φ определяется, как и выше, по приведенной гибкости λ_{np}, с той только разницей, что при нахождении λ_0 принимается $l_0=0{,}6s$ (§ 98 Н и ТУ).

Количество гвоздей, соединяющих доски обшивок с прогонами, должно быть достаточным для обеспечения устойчивости свода в целом [формулы (1—44) и (4—44)] и для восприятия при одностороннем загружении свода:

а) сдвигающих усилий при изгибе,

б) сдвигающих усилий при перекрытии растянутых стыков обшивки,

в) выдергивающих усилий, возникающих при повороте прогона.

Определение необходимого количества гвоздей из условия восприятия сдвигающей силы при изгибе

Расчетная величина сдвигающей силы T_s при изгибе на полной длине дуги свода между опорами при расчетной ширине 1 *м* определится по формуле:

$$T_s = 4 \cdot \frac{1{,}5\,MS}{J\xi} \approx \frac{6M}{h_0\xi}. \qquad (5-44)$$

Необходимое количество гвоздей, забиваемых в каждое пересечение одной доски обшивки с прогоном

$$n_g = \frac{T_s b_0}{T_g n_{пр}}, \qquad (6-44)$$

где b_0 — ширина доски обшивки;
$n_{пр}$ — количество прогонов по всей длине дуги свода;
T_g — допускаемое усилие на один «срез» гвоздя.

Определение необходимого количества гвоздей из условия перекрытия растянутых стыков обшивки

Расчетное растягивающее усилие в обшивке свода на ширине 1 *м* определяется по формуле:

$$N_1 = \frac{M_{max}}{h_0\xi} - \frac{N}{2}, \qquad (7-44)$$

где M_{max} — максимальный изгибающий момент;
N — нормальная сжимающая сила в том же сечении.

Необходимое количество n_g гвоздей, забиваемых в каждое пересечение одной доски обшивки с прогоном, учитывая ослабление обшивки стыками на 50%, будет равно:

$$n_g = \frac{2N_1 b_0}{n_{пр} T_г}. \qquad (8-44)$$

Здесь $n_{пр}$ — количество прогонов на полудлине доски обшивки, остальные величины имеют прежнее значение.

Определение необходимого количества гвоздей из условия восприятия выдергивающих усилий, возникающих при повороте прогона

В этом случае предполагают, что прогон под воздействием сдвигающих сил T_s повернется вокруг своего ребра (рис. 297), при этом величина опрокидывающего момента будет равна:

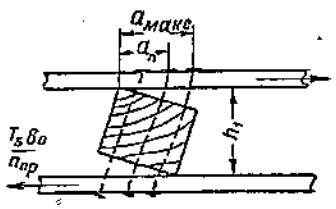


Рис. 297. Схема работы прогона на опрокидывание

$$M_{опр} = \frac{T_s b_0 l_1}{n_{пр}}; \qquad (9-44)$$

Этот момент должен быть воспринят гвоздями, прикрепляющими обшивку к прогонам и работающими на выдергивание.

Обозначая через a_{max} и a_n расстояние от крайнего и n-го ряда гвоздей до ребра прогона и принимая, что усилие $N_{вд}$, воспринимаемое гвоздем на выдергивание, прямо пропорционально его расстоянию от ребра прогона, имеем:

$$N_{вд} = \frac{(N_{вд})_{max}\, a_n}{a_{max}}, \qquad (10-44)$$

где $(N_{вд})_{max}$ — максимальное выдергивающее усилие, воспринимаемое гвоздями, наиболее удаленными от ребра прогона.

Считая, что в данном ряду забито n_2 гвоздей, имеем момент, воспринимаемый всеми гвоздями, работающими на выдергивание:

$$M_{воспр} = 2\frac{(N_{вд})_{max}\Sigma n_2 a_n^2}{a_{max}}. \qquad (11-44)$$

Приравнивая $(N_{вд})_{max} = [N_{вд}]$ допускаемому усилию на выдергивание и учитывая, что опрокидывающий момент должен быть равен или меньше

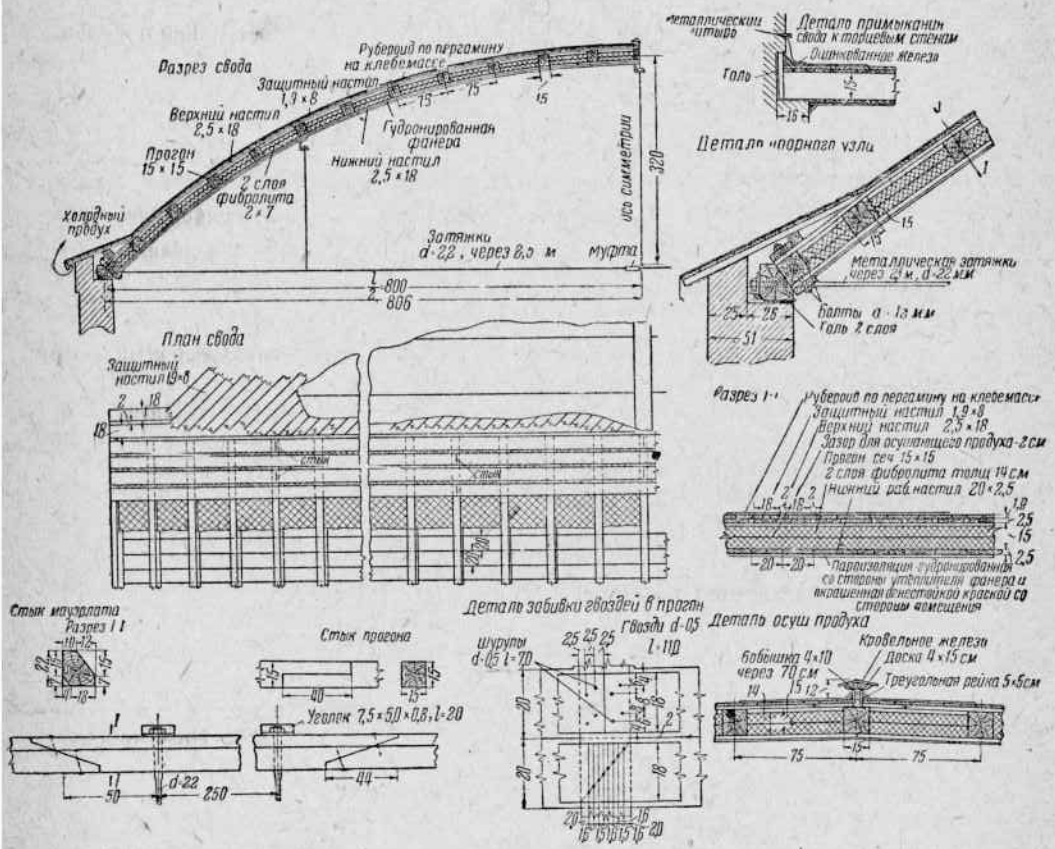


Рис. 298. Двойной гнутый свод $l = 16{,}0$ *м*

момента, создаваемого усилиями гвоздей, работающими на выдергивание, имеем:

$$\frac{T_s b_0 h_1 a_{max}}{2n_{вр}\Sigma n_i a_n^2} \leqslant [N_{вд}]. \qquad (12-44)$$

Расчетным количеством гвоздей будет наибольшее значение, полученное по формулам (6—44), (8—44) и (12—44), а также при проверке напряжений в обшивках свода по формулам (1—44) и (4—44).

Пример. В двойном гнутом своде $l = 16{,}0$ *м* и $f = {}^1/_5 l = 3{,}20$ *м*, конструкция которого показана на рис. 298, определить напряжения в настилах и необходимое количество гвоздей для прикрепления настилов к прогонам.

Нагрузки на 1 $м^2$ проекции свода:

собственный вес	p	$= 120$ *кг*/$м^2$
снег	g	$= 60$ »
полная	q	$= 180$ *кг*/$м^2$

При расчете свода как двухшарнирной арки имеем усилие, отнесенное к полосе шириной 1 *м*:

I) при загружении всего свода постоянной и половины пролета временной нагрузкой

$$M_{max} = 275\ кгм;\ N = 1\,640\ кг;$$

2) при полном загружении свода постоянной и временной нагрузкой $N_{max}=1\,900$ *кг*.
Лесоматериал — воздушно-сухая ель.
Полная высота сечения свода $h=2\cdot2{,}5+15=20$ *см*, чему соответствует

$$\frac{h}{l}=\frac{20}{1\,600}=\frac{1}{80}.$$

Определяем напряжения в своде при загружении всего пролета постоянной и половины пролета временной нагрузкой.
За расчетную ширину свода принимаем 1 *м*.
Площадь поперечного сечения верхней обшивки составляет:

$$F_в=\frac{18}{20}\cdot 2{,}5\cdot 100=225\ см^2$$

и нижней

$$F_н=2{,}5\cdot 100=250\ см^2.$$

Так как разность площадей верхней и нижней обшивок по отношению к сумме площадей обшивок составляет лишь $\frac{250-225}{250+225}=\frac{25}{475}=5{,}3\%$, то для упрощения расчета принимаем, что площадь верхней обшивки равна площади нижней обшивки

$$F_в=F_н=F.$$

Учитывая, что каждая вторая доска является накладкой, перекрывающей стыки настилов, имеем:

расчетную площадь сечения $F_р=\frac{2F_в}{2}=\frac{225\cdot 2}{2}=225\ см^2$, момент сопротивления $W=\frac{F_в}{2}h_0=\frac{225\cdot 17{,}5}{2}=1\,970\ см^3$, где $h_0=15+2{,}5=17{,}5\ см$.

При наличии одностороннего загружения:

1) Расчетная длина дуги свода $l_0=0{,}5s=0{,}5\cdot 17{,}65=8{,}83\ м$.

2) Гибкость $\lambda_0=\frac{l_0}{\rho}=\frac{8{,}83}{8{,}75}=101$, где $\rho=\frac{h_0}{2}=\frac{17{,}5}{2}=8{,}75\ см$.

3) Коэфициент приведения гибкости:

$$\mu_0=\sqrt{1+k_0\frac{hn_ш}{l_р^2}\frac{[n_с]}{n_с}}=\sqrt{1+\frac{20\cdot 2}{8{,}83^2}\cdot\frac{80}{53}}=1{,}33.$$

Учитывая, что в каждое пересечение доски верхней обшивки с прогоном поставлено по 8 гвоздей $d=5$ *мм*, $l=110$ *мм*, имеем:

$$[n_с]=\frac{b}{5d_1^2}=\frac{100}{5\cdot 0{,}5^2}=80 \text{ гвоздей на } 1\ м^2$$

и

$$n_с=\frac{100}{(18+2)\cdot 0{,}75}\cdot 8=53 \text{ гвоздей на } 1\ м^2.$$

4) Расчетная длина ветви $l_1=75-15+2\cdot 2{,}5=65\ см$.
5) Гибкость отдельной ветви:

$$\lambda_1=\frac{l_1}{0{,}289\cdot 2{,}5\cdot\sqrt{2}}=\frac{65}{0{,}289\cdot 2{,}5\cdot 1{,}41}=64,$$

которая соответствует $\varphi=0{,}86$.
6) Приведенная гибкость свода:

$$\lambda_{прив}=\sqrt{(\mu_0\lambda_0)^2+\lambda_1^2}=\sqrt{(1{,}33\cdot 101)^2+64^2}=149;$$

7) $\xi=1-\frac{\lambda_{прив}}{3100}\frac{\sigma_с}{[\sigma_с]}=1-\frac{149^2}{3100}\cdot\frac{7{,}3}{90}=0{,}42,$

где

$$\sigma_с=\frac{N}{F}=\frac{1\,640}{225}=7{,}3\ кг/см^2.$$

Поверка напряжений:

$$\frac{N}{F}+\frac{M}{W\xi}=7{,}3+\frac{27\,500}{1\,970\cdot 0{,}42}=40\ кг/см^2<90\cdot 0{,}86=77\ кг/см^2.$$

Поверка напряжений на воздействие нормальной силы в четверти пролета свода $N_{max}=1\,900$ *кг* при полном загружении свода постоянной и временной нагрузкой.

При полном загружении свода имеем:

1) расчетную длину свода $l_0 = 0{,}6\,s = 0{,}6 \cdot 17{,}65 = 10{,}6$ *м*;

2) гибкость $\lambda_0 = \frac{l_0}{\rho} = \frac{1\,030}{8{,}75} = 121$;

3) коэфициент приведения гибкости:

$$\mu_0 = \sqrt{1 + 0{,}5\,\frac{20 \cdot 2}{10{,}6^2} \cdot \frac{80}{53}} = 1{,}13;$$

4) приведенную гибкость свода:

$$\lambda_{прив} = \sqrt{(1{,}13 \cdot 121)^2 + 64^2} = 152,$$

чему соответствует $\varphi = 0{,}18$.

$$\sigma = \frac{N_{max}}{F\varphi} = \frac{1\,900}{225 \cdot 0{,}18} = 47\ кг/см^2 < 90\ кг/см^2.$$

Определяем необходимое количество гвоздей из условия восприятия сдвига при поперечном изгибе.

Расчетная величина сдвигающей силы на полной длине свода между опорами:

$$T_s = \frac{6M}{h_0 \xi} = \frac{6 \cdot 27\,500}{17{,}5 \cdot 0{,}42} = 22\,500\ кг.$$

Необходимое количество гвоздей, забиваемых в каждое пересечение одной доски обшивки с прогоном, учитывая разреженную расстановку досок верхнего настила:

$$n_1 = \frac{T_s b_0}{[T_z]\, n_{пр}} = \frac{22\,500\,(0{,}18 + 0{,}02)}{42 \cdot 25} = 4{,}3 < 8 \text{ гвоздей};$$

$$[T_z] = 0{,}25 \cdot 2{,}5 \cdot 0{,}5 \cdot 150 \cdot 0{,}9 = 42\ кг.$$

Определяем необходимое количество гвоздей, забиваемых из условия перекрытия растянутых стыков.

Расчетное растягивающее усилие в обшивке свода равно:

$$N_1 = \frac{M_{max}}{h_0 \xi} - \frac{N}{2} = \frac{27\,500}{17{,}5 \cdot 0{,}42} - \frac{1\,640}{2} = 2\,920\ кг.$$

Необходимое количество гвоздей, забиваемых в каждое пересечение одной доски обшивки с прогоном:

$$n_1 = \frac{2N_1 b_0}{n_{пр}\,[T_z]} = \frac{2 \cdot 2\,920 \cdot (0{,}18 + 0{,}02)}{4 \cdot 42} = 7 \text{ гвоздей} < 8 \text{ гвоздей},$$

где $n_{пр}$ — количество прогонов на полудлине доски обшивки

$$n_{пр} = \frac{600}{2 \cdot 75} = 4.$$

Поверка гвоздей на выдергивание при повороте прогона.

Длина защемления гвоздя в прогоне:

$$a = 11{,}0 - 2{,}5 - 0{,}5 \cdot 1{,}5 - 0{,}2 = 7{,}5\ см.$$

Допускаемое усилие выдергивания на один гвоздь:

$$[N_{вд}] = \pi d_1 a\,[T_{вд}] = 3{,}14 \cdot 0{,}5 \cdot 7{,}5 \cdot 3{,}5 = 41\ кг.$$

Сдвигающая сила, действующая на один прогон:

$$T_1 = \frac{T_s b_0}{n_{пр}} = \frac{22\,500\,(0{,}18 + 0{,}02)}{25} = 180\ кг.$$

Расчетное усилие выдергивания на один гвоздь:

$$N_{вд} = \frac{T_1 h_1 a_{max}}{2\Sigma n_i a_n^2} = \frac{180 \cdot 17{,}5 \cdot 13{,}0}{2 \cdot 553} = 37\ кг < 41\ кг,$$

где $a_{max} = 15 - 2{,}0 = 13{,}0$ *см*;

$$\Sigma n_i a_n^2 = 2{,}0^2 + 3{,}6^2 + 5{,}2^2 + 6{,}7^2 + 8{,}3^2 + 9{,}8^2 + 11{,}4^2 + 13^2 = 553.$$

Г. Способы возведения двойных гнутых сводов

При возведении двойного гнутого свода необходимо особенно внимательно следить за правильной разбивкой стыков досок и за их расположением по развертке в шахматном порядке.

Концы досок обшивок должны быть тщательно пригнаны друг к другу и приторцованы в стыках и к мауэрлату на опорах.

Забивку гвоздей рекомендуется делать по шаблону перпендикулярно к поверхности свода.

Установка затяжек и подтягивание их должны быть произведены до раскружаливания свода.

Учитывая осадку свода после раскружаливания, затяжкам следует придавать строительный подъем в $^1/_{200}$ пролета свода.

При малой высоте здания и небольшой его длине возведение свода может быть произведено на лесах (рис. 299, *а*). В этом случае по верху стоек устанавливают насадки с таким расчетом, чтобы верхние грани их совпадали с нижней поверхностью будущего свода. Вдоль по стенам кладутся мауэрлаты с приболченными к ним крайними прогонами. По насадкам укладывается нижний настил свода, расстилается слой изоляционной бумаги, размечаются и устанавливаются прогоны и снизу забиваются гвозди. Для того чтобы иметь воз-

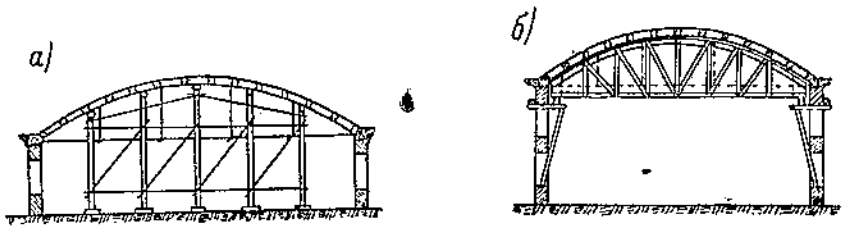


Рис. 299. Сборка двойных гнутых сводов
а—на лесах; *б*—на кружалах

можность забить гвозди во всех местах пересечения нижнего настила и прогонов, последние должны располагаться между насадками лесов (рис. 299, *а*). Между прогонами укладывается утеплитель и сверху пришивается верхний настил, по которому укладывается основа под кровлю (обрешетка под железную кровлю, защитный настил—под рубероидную кровлю), после чего устанавливаются затяжки и убираются леса.

При большой высоте помещения сборку сводов более выгодно вести на кружалах.

Если длина помещения невелика, применяют постоянные кружала (рис. 299, *б*). При большой длине здания кружала делают передвижными.

Сборку свода следует вести от торцовых стен. Сборка начинается с укладки прогонов концами на торцовую стену и кружала.

После сборки секции свода между торцовой стеной и кружалами и установки затяжек на участке, свободном от кружал, леса передвигаются и в дальнейшем при сборке собранная часть свода используется в качестве опоры для вновь укладываемых прогонов. Так как при этом способе сборки концы прогонов укладываются на кружала, то длина собираемой секции равна расстоянию между стыками смежных прогонов.

Различные причины (недостаточная относительная высота сечения свода, неправильное взаимное перекрытие стыков обшивок, взаимное смещение обшивок и опрокидывание прогонов при недостаточности гвоздевого забоя, перегрузка свода и т. д.) могут вызывать в своде значительные деформации. При этом, однако, обшивки свода могут сохранить способность передавать нормальные сжимающие усилия. Тогда усиление свода рекомендуется производить при помощи подвешиваемых к своду ребер, предварительно выправив форму поперечного сечения свода.

При разрушении домовым грибком различных частей свода или при плохой приторцовке значительного количества стыков обшивки свод может потерять возможность передавать сжимающие усилия.

В этом случае свод опирают на сегментные фермы или трехшарнирные арки с оставлением за самим сводом только функций ограждения.

§ 45. КРУЖАЛЬНО-СЕТЧАТЫЕ СВОДЫ

А. Общие сведения и классификация

Кружально-сетчатый свод (схемы 2, 3 табл. 20 и рис. 300) представляют собой пространственную конструкцию, состоящую из отдельных поставленных на ребро стандартных элементов—«косяков», идущих по двум пересекающимся направлениям и образующих ломаные винтовые линии (рис. 301).

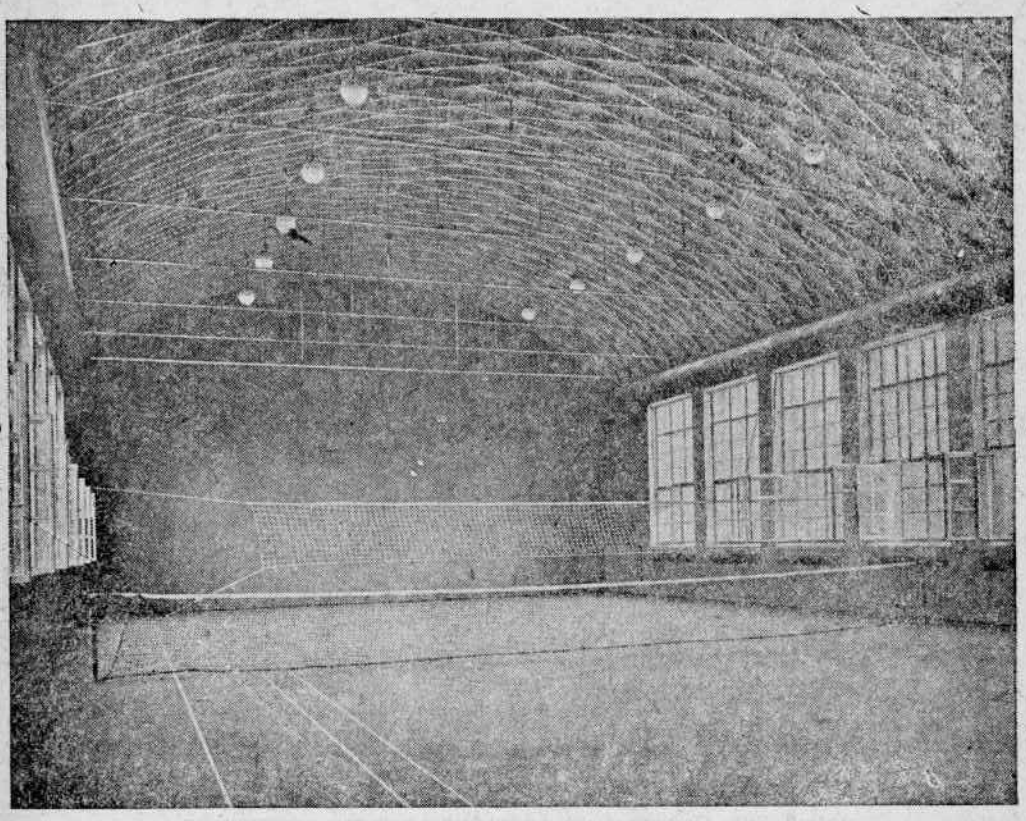


Рис. 300. Интерьер металльного свода над физкультурными залом

Кружально-сетчатый свод можно представить образованным из многослойной арки Делорма путем раздвижки косяков на некоторый угол.

Покрытия этой системы в поперечном сечении имеют круговое или правильное многоугольное очертание. В первом случае контур верхней грани косяков—кривой (эллиптический), а во втором—ломаный (рис. 302).

Из таких же косяков могут быть осуществлены сетчатые покрытия в виде четырехскатных крыш, крестовых сводов и шатров.

Распор покрытий воспринимается либо металлическими затяжками, которые для уменьшения их количества иногда разветвляются у опор, либо непосредственно опорами.

Характерными особенностями всех кружально-сетчатых покрытий независимо от их системы являются:

1) стандартность косяков, дающая возможность заготовки их фабричным способом, что полностью отвечает современным требованиям индустриализации и стандартизации строительства;

2) незначительные размеры косяков, позволяющие заготовлять их вблизи места сборки из леса местных пород соответствующей прочности;

3) компактность элементов при перевозке;

4) сборность и разборность конструкции;

5) простота и быстрота сборки;

6) возможность легкой замены отдельных элементов сетки покрытия без нарушения прочности всей конструкции в целом благодаря пространственной работе ее;

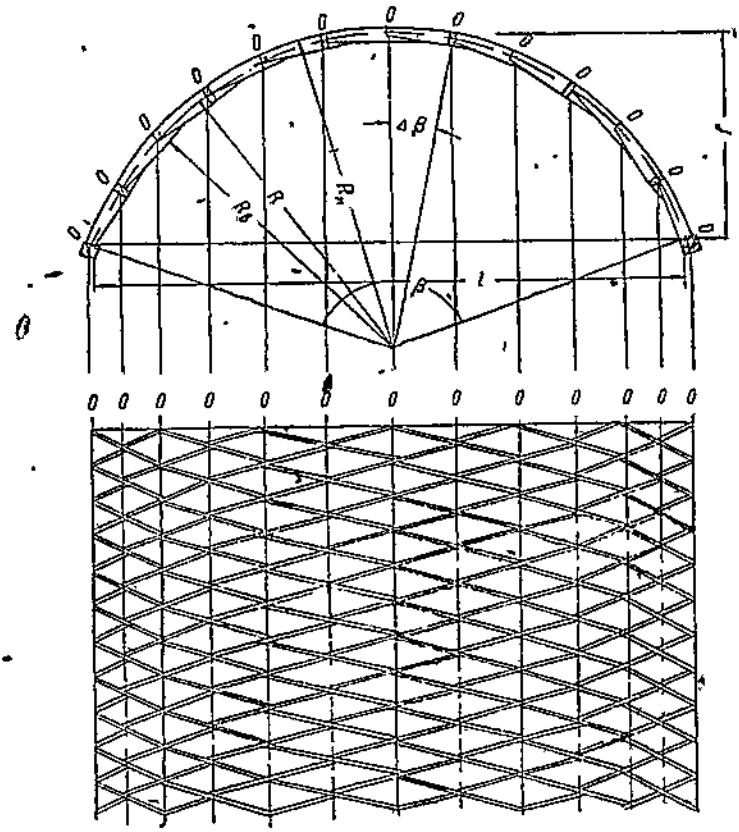


Рис. 301. Основные геометрические размеры кружально-сетчатого свода

7) отсутствие ветровых связей и возможность устройства кровли непосредственно по несущей конструкции (без прогонов и вспомогательных стропильных ног);

8) простота устройства верхнего света; возможность осуществления сплошных световых полос в покрытии, не прерывая самой конструкции последней.

К недостаткам кружально-сетчатых сводов следует отнести: 1) повышенные требования в отношении точности заготовки элементов; 2) значительную пожароопасность при отсутствии огнезащитной покраски.

Благодаря перечисленным выше достоинствам кружально-сетчатые покрытия нашли широкое применение за границей. В последнее время кружально-сетчатые своды стали применяться и в СССР для покрытия складских и гражданских сооружений.

В конструкции сетки покрытия всех систем различают три типа узлов: 1) основные (средние) узлы, 2) опорные узлы, в которых опорные косяки сопря-

гаются с мауэрлатными брусьями, и 3) торцовые узлы, в которых косяки сопрягаются с торцовой аркой.

Основные узлы сетки подобно двухслойным аркам Делорма образуются из трех косяков, из которых один является сквозным и проходит через данный узел не прерываясь, а два других «набегающих» косяка примыкают к сквозному косяку, упираясь в его боковые грани.

Ось поперечного сечения каждого косяка по середине его длины совпадает с нормалью к поверхности свода. Это обеспечивает вместе с постоянством радиуса кривизны свода стандартность его элементов.

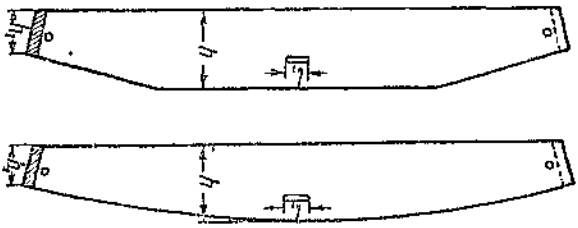


Рис. 302. Типы косяков

Косяки всех известных до настоящего времени систем кружально-сетчатых покрытий осуществляются из сплошных цельных досок, поперечное сечение которых ограничено естественными размерами лесного сортамента; поэтому пролеты, перекрываемые покрытиями этих систем, ограничены. Самый большой пролет кружально-сетчатого покрытия из косяков, осуществленного в США, достигает 50 *м* при сечении косяков 10×45 *см*.

Для нашего сортамента лесных материалов предельный пролет равен приблизительно 22 *м*.

Применяя косяки составного клеефанерного сечения, можно осуществлять покрытия значительно бо́льших пролетов с бо́льшей экономией материала по сравнению с цельными косяками.

В зависимости от способа узлового соединения косяков различают две системы кружально-сетчатых сводов:

1) своды с узлами на болтах (системы Цолльбау);

2) своды с узлами на шипах (безметалльные, системы Песельника).

Б. Конструкция кружально-сетчатых сводов

1. Своды с узлами на болтах—система Цолльбау

а) Решение основных узлов

По системе Цолльбау косяки в основных (средних) узлах соединяются между собой болтами (см. ниже рис. 324). При этом набегающие косяки примыкают к сквозному косяку, примерно, по середине его длины с некоторым смещением *s*. Величина смещения должна быть минимальной и выбирается так, чтобы отверстия для болтов на концах косяков находились вне скошенной торцовой поверхности последних.

В обычных конструкциях, где угол между косяками и образующей свода не меньше 67°, минимальная величина смещения:

$$s = 2b + 30 \text{ мм},$$

где b—толщина косяка.

При толстых косяках отверстия для болтов могут частично находиться в пределах торцового скоса.

Ось болта проходит через узловую точку, совпадающую с серединой длины сквозного косяка.

Косяки имеют на концах круглые отверстия, а посредине—продолговатое отверстие шириной, равной диаметру болта плюс 4 *мм*. Длина l_1 отверстия выбирается так, чтобы болт мог свободно пройти через середину косяка (рис. 302). Диаметр отверстий на концах косяков должен быть больше диаметра болта на 4 *мм*.

При высоте h косяка более 22 *см* и при высоте h_1 торца косяка более 18 *см* рекомендуется ставить по ширине его два узловых болта вместо одного. В этом

случае оси болтов делят высоту торца косяка (h_1) на три приблизительно равные части.

Косяки желательно делать возможно большей длины, соблюдая при этом следующие условия: высота h_1 торца косяков должна быть не меньше половины максимальной высоты его h в середине и во всяком случае не менее 10 *см*.

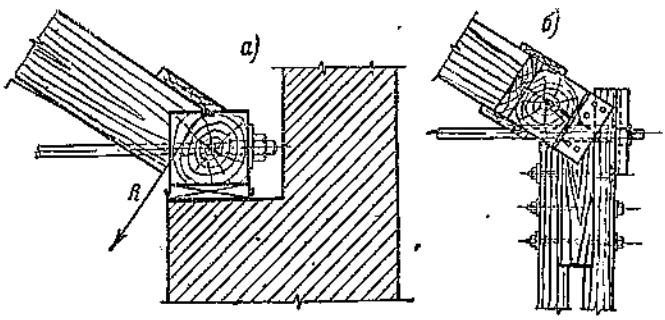


Рис. 303. Вертикальное и наклонное положение мауэрлатного бруса

Нормальным отношением между длиной и высотой косяка следует считать

$$\frac{l_k}{h} \geqslant 13.$$

Высота h косяков, как правило, должна быть не меньше $^1/_{80}$ пролета свода. Отношение между высотой h и толщиной b косяка должно быть не более 4,5.

Косяки в опорных узлах (рис. 324) врубаются в мауэрлатные брусья. Глубина врубки обычно бывает не менее 10 *см*. Боковые грани мауэрлатных брусьев могут быть расположены двояко: 1) вертикально (рис. 303, *а*) и 2) наклонно по направлению радиуса, проходящего через опорную линию свода (рис. 303, *б*).

В первом случае опорные гнезда вырубаются непосредственно в брусе. При этом плоскость основания гнезда совпадает с направлением радиуса свода.

Во втором случае гнезда могут выполняться при помощи дощатых накладок, которые должны быть срезаны точно по шаблону, пригнаны и тщательно прибиты к мауэрлатному брусу.

Сопряжение опорных косяков с мауэрлатными брусьями осуществляется при помощи гвоздей и прижимных клиновидных брусков, скрепляемых болтами или глухарями диаметром 12—16 *мм*.

Нормальным решением опорного узла следует считать то, при котором два опорных косяка объединены в одном гнезде.

Если почему-либо концы косяков располагаются на произвольном расстоянии друг от друга, то косяки приходится соединять с мауэрлатными брусьями «по месту» так, как это показано на рис. 305, *в*. При этом каждый опорный косяк имеет свое отдельное гнездо, которое может быть создано по аналогии с предыдущим путем врубки в мауэрлатный брус с прижимными брусьями или при помощи точно срезанных дощатых накладок, пришитых к мауэрлатным брусьям гвоздями (рис. 305, *г*).

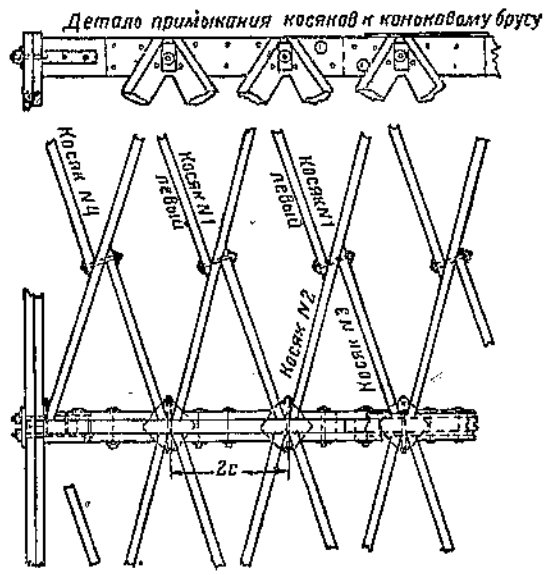
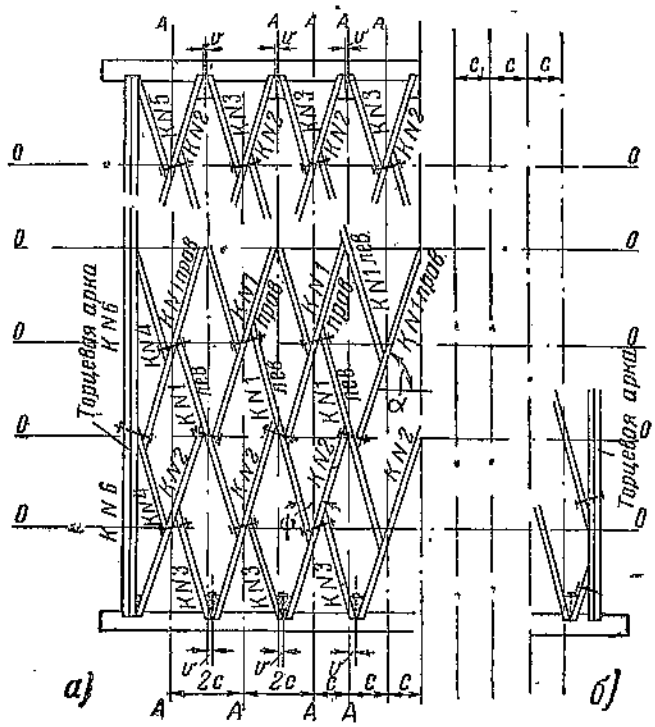


Рис. 304. Деталь примыкания косяков к коньковому брусу

Такое решение опорного узла («по месту») встречается тогда, когда свод собирается не из косяков, изготовленных для данного покрытия, а из готовых стандартных элементов, имеющихся на заводе или строительной площадке.

Во всех случаях решения опорного узла следует центрировать косяки, затяжку и вертикальную опору свода. Расстояние от верхней кромки скругленных косяков до расчетной круговой оси свода равно $a = \frac{h + h_1}{2}$.

В кружально-сетчатых покрытиях стрельчатого очертания сопряжение косяков с коньковым брусом (рис. 304) производится аналогично сопряжению в опорных узлах с мауэрлатным брусом. При «осевом» решении конькового



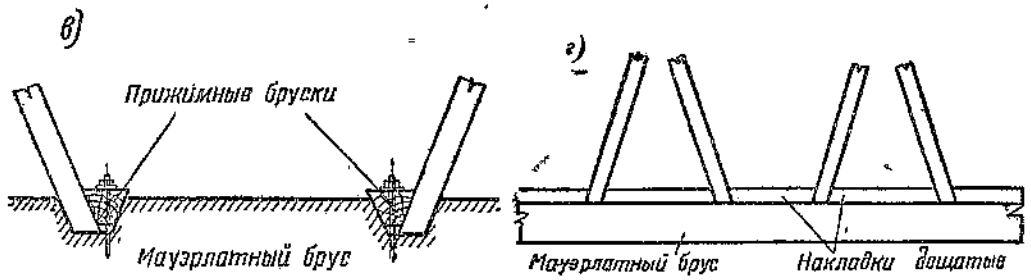


Рис. 305. Развернутая поверхность покрытия и схемы сопряжения косяков с мауэрлатными брусьями

узла (осевая линия *0—0* совпадает с опорной линией) оси узлов с обеих сторон конькового бруса следует располагать на одной прямой с тем, чтобы иметь возможность соединить клиновидные прижимные бруски противоположных узлов одним общим болтом.

Опорные гнезда осуществляются при этом при помощи дощатых накладок аналогично рис. 305, *в* и *г*. Стыки конькового бруса должны располагаться между узлами так, чтобы они могли перекрываться этими же дощатыми накладками.

При ином решении конькового узла примыкающие к коньку косяки срезаются «по месту» (рис. 305, *в*).

Сетка свода обычно замыкается с фронтонов торцовыми (фронтонными) арками (рис. 304, 305, *а*), представляющими собой двухслойные или трехслойные арки Делорма.

Нормальный торцовый узел (рис. 305, *а* и 324) получается при условии, что расстояние между внутренними гранями противоположных торцовых арок кратно величине шага косяков $2c$.

В этом случае торцовый узел (рис. 324) образуется из основного среднего узла путем разреза последнего по оси *А—А*. Отброшенная половина основного узла показана на рис. 324 пунктиром.

Если расстояние между внутренними гранями противоположных торцовых арок не кратно величине $2c$, то торцовые узлы могут решаться так, как показано на рис. 305, *б*. При этом косяки, примыкающие к торцовой арке, срезаются «по месту» и в одиночку прикрепляются к последней.

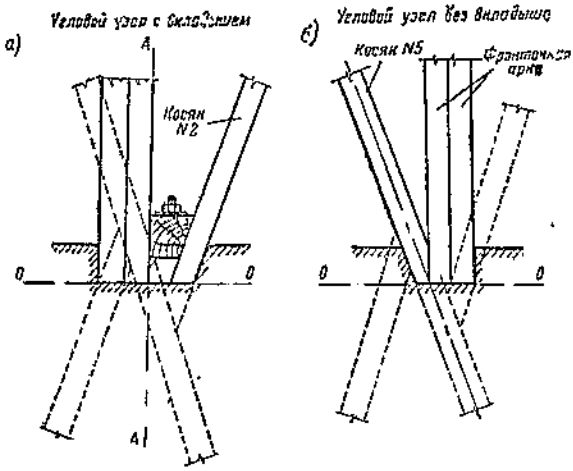


Рис. 306. Угловой узел с вкладышем и без вкладыша

Примыкание торцовой арки к сетке покрытия по осевой линии *А—А* (рис. 305, *а*) следует предпочесть примыканию по варианту, указанному на рис. 305, *б*.

Торцовые косяки соединяются с фронтонной аркой болтами, как указано на рис. 305, *а* и 324.

Соединение конькового бруса с торцовой аркой показано на рис. 304.

При взаимном пересечении участков кружально-сетчатых покрытий в шатровых и других покрытиях, имеющих переломы поверхностей, ребра, соответствующие линиям пересечения отдельных поверхностей, осуществляются также в виде многослойных арок Делорма. Косяки, примыкающие к ребрам, соединяются с последними аналогично конструкции на рис. 305, *б* или 324, в зависимости от того, где эти косяки обрываются.

Из четырех узлов, расположенных по углам покрытия, два угловых узла (рис. 306, *а*), расположенных по одной диагонали прямоугольного плана покрытия (рис. 305, *а*) и смещенных на величину v во внутрь осевой фронтонной линии *А—А*, конструируются аналогично нормальному опорному узлу (со вставкой клина). Два других угловых узла, расположенных по другой диагонали плана покрытия (рис. 306, *б*) и смещенных на величину v наружу от осевой фронтонной линии *А—А*, представляют собой промежуточную конструкцию между опорным и торцовым узлами и образуются косяками № 5.

б) Сетка свода

Сетка свода определяется следующими величинами: 1) расстоянием $2c$ вдоль образующей свода между осями одинаково направленных косяков (рис. 305 *а*); 2) узловым смещением s (рис. 324); 3) углом поворота $\Delta\beta$ (рис. 301) плоскостей нижних кромок пересекающихся косяков; 4) углом α между нижними ребрами косяков и образующей свода (рис. 305); 5) размерами, характеризующими дугу поперечного сечения свода (R, l, f и β) (рис. 301) и 6) расстоянием B между фронтонными арками.

1. Расстояние $2c$ вдоль образующей свода между осями одинаково направленных косяков, называемое шагом косяков, следует выбирать, учитывая экономичность как самой конструкции сетки, так и обрешетки (или сплошной обшивки).

Для пролетов свода до 20 *м* рекомендуется принимать эту величину ($2c$) в пределах от 0,7 до 1 *м*, как аликвотную часть расстояния B между фронтонами.

2. Величина узлового смещения s, зависящая от толщины b косяков, принимается по вышеприведенной формуле:

$$s = 2b + 30 \text{ мм}.$$

3. Величину угла поворота $\Delta\beta$ плоскостей нижних кромок пересекающихся косяков следует принимать как четную аликвотную часть центрального угла β поперечного сечения свода. Четное число частей $\Delta\beta$ предпочтительнее нечетного, так как при этом противоположные опорные узлы располагаются друг против друга в одном поперечном сечении свода (небольшое смещение их, равное $2v$, неизбежно вследствие наличия узлового смещения s) и мауэрлатные брусья получаются совершенно одинаковыми. При выборе величины $\Delta\beta$ следует, кроме того, учесть необходимость обеспечения нормального отношения между длиной косяков и их высотой h.

4. Величина угла между косяками ψ (рис. 305, *а*) находится в зависимости от величин $2c$, s и β и назначается в пределах от 30° до 50°. Соответственно величина угла α между нижними ребрами косяков и образующей свода назначается в пределах от 65° до 75°. Чем больше угол ψ между косяками, тем значительнее сказывается разгружающее действие жестких фронтонов, что существенно для коротких сводов $\left(\frac{B}{s_0} \leqslant 2{,}5\right)$. Однако влияние величины угла ψ на величину разгружающего действия жестких фронтонов еще не исследовано, а потому в расчете не учитывается. Следует иметь в виду, что при данном шаге косяков $2c$ увеличение угла ψ приводит к уменьшению длины косяков и таким образом снижает их надежность в отношении работы на разрыв поперек волокон.

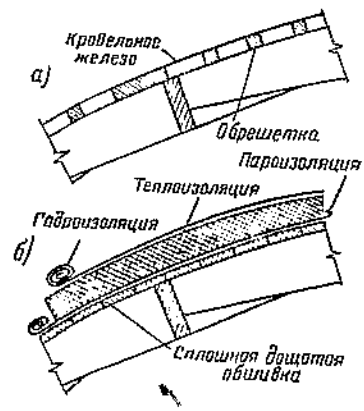


Рис. 307. Типы покрытий:
а—холодного покрытия под железную кровлю; *б*—теплого покрытия под рубероидную кровлю

При нормальном выборе величин $2c$ и $\Delta\beta$, согласно сказанному выше, в сетке получается шесть различных типов косяков. Из них два косяка (правый и левый) являются основными, а остальные—производными от этих основных косяков.

в) Детали конструкции

Для увеличения жесткости свода устраиваются жесткие диафрагмы, которые могут представлять собой либо торцовую стену здания, либо только фронтон, замыкающий торец свода. Разгружающее действие жестких фронтонов учитывается только при расположении их на расстоянии $B < 2{,}5\ s_0$, где s_0—длина дуги поперечного сечения свода.

При расстоянии B между фронтонами, бо́льшем $2{,}5\ s_0$, для облегчения работы свода прибегают иногда к устройству промежуточных жестких диафрагм.

Жесткие диафрагмы выполняются в виде плоскостной (сквозной или сплошной) конструкции, сопрягающейся поверху с сеткой свода посредством двухслойной или трехслойной арки Делорма.

Вырезы или отверстия в сетке покрытия окаймляются брусьями, образующими жесткую раму, к которой примыкают косяки сетки покрытия.

Фонари устраиваются без нарушения цельности сетки, что является основным, нормальным приемом решения верхнего света, характерным для сетчатых сводов.

На рис. 307, *а* и *б* представлены варианты конструкции кровли в кружально-сетчатых покрытиях.

Продольный настил (сплошной или разреженный) служит не только элементом кровли (рабочий настил), но и необходимым элементом основной несу-

щей конструкции, воспринимающим распирающую силу N_p, передающуюся на фронтон по направлению образующей свода (рис. 318, *б*). Кроме того, продольный настил частично разгружает косяки от восприятия изгибающего момента в плоскости меньшей жесткости их при эксцентричном решении узла. Такая роль продольного настила вызывает необходимость тщательного прикрепления его к фронтону и к отдельным косякам сетки.

2. Безметалльные своды системы Песельника[1]

а) Решение основных узлов

Узловое сопряжение косяков в безметалльном своде осуществляется при помощи врубки. Косяки этой системы на концах снабжены шипами, а по середине их длины—сквозными гнездами (рис. 308).

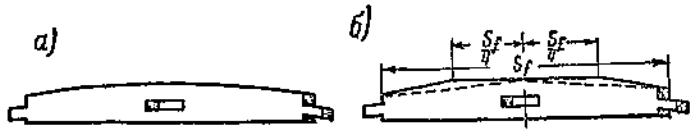


Рис. 308. Косяк безметалльного свода

В каждом узле сетки свода сопрягаются три косяка, из которых два «набегающих» косяка входят (с двух сторон) своими шипами в гнездо «сквозного» косяка.

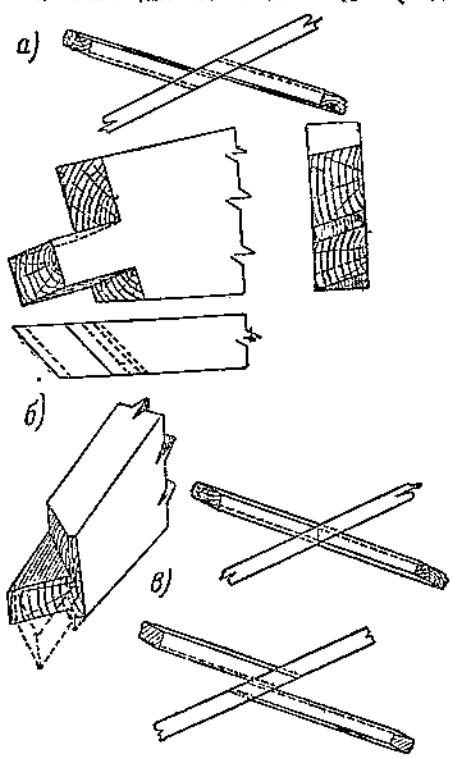


Рис. 309. Типы узлов
а—основной узел нецентрированной сетки; *б*—основной узел центрированной сетки; *в*—вариант узла нецентрированной сетки (не рекомендуемый)

Узловое сопряжение косяков может быть решено с эксцентриситетом (рис. 309, *а*) и без него (рис. 309, *б*).

Возможны два варианта эксцентричного решения узла (рис. 309, *а* и 309, *в*). В обоих вариантах оси «набегающих» косяков смещены в узле, примерно, на толщину *в* косяка, а смежные ребра нижних граней сопрягающихся шипов совмещены в одну прямую линию, проходящую через центр нижней грани гнезда, расположенной параллельно нижней грани сквозного косяка.

Варианту, указанному на рис. 309, *в*, следует предпочитать вариант, указанный на рис. 309, *а*. В последнем боковые грани гнезда не работают, что в свою очередь дает возможность упростить форму гнезда и сделать его прямым (рис. 310, *а*) вместо косого (рис. 310, *б*).

В узле, решенном без эксцентриситета, оси «набегающих» косяков почти совпадают, а нижние грани смежных шипов параллельны нижней грани «сквозного» косяка.

Центрированный узел по сравнению с нецентрированным имеет следующие преимущества: 1) меньшая длина гнезда, несколько уменьшающая опасность расщепления косяка по гнезду, 2) отсутствие изгибающего момента в направлении наименьшего момента инерции косяка от продольных усилий в «набегающих» косяках, 3) архитектурно более

[1] «Безметалльные сетчатые сво ы», изд. Промстройпроект.

приятная форма сетки. Зато нецентрированный узел проще в производстве благодаря более простой форме шипов и значительно удобнее в монтаже из-за большей длины шипов, что уменьшает возможность выпадания их из гнезда во время сборки.

Чтобы сильно не уменьшать длины шипов, угол между косяками в центрированной сетке не должен превосходить 45°—50°.

Гнездо размещается по высоте косяка с расчетом, чтобы расстояние от верхней и нижней граней косяка до ближайших граней гнезда не было меньше 0,3 h, где h—высота косяка по середине его длины (рис. 310).

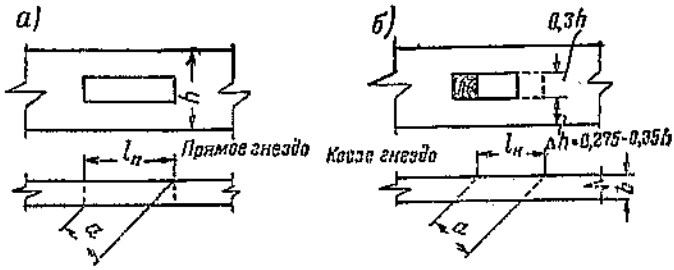


Рис. 310. Прямое и косое гнездо

Высоту гнезда следует принимать равной около 0,3 h.

Гнездо рекомендуется выполнять прямоугольной формы, как наиболее простой в производстве. Верхняя и нижняя грани гнезда должны быть параллельны нижней грани косяка, а боковые грани гнезда нормальны к боковым граням косяка.

Форма шипа (рис. 309, *б*) должна обеспечивать плотное сопряжение между косяками с учетом пространственного положения последних в сетке свода. При этом, однако, форма шипа получается чрезвычайно сложной, что значительно затрудняет изготовление косяков.

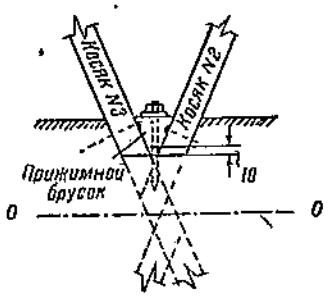


Рис. 311. Нормальный опорный узел

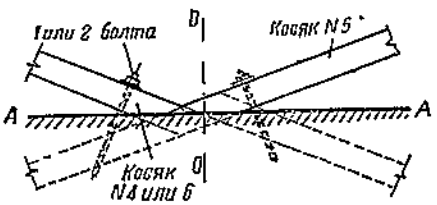


Рис. 312. Нормальный торцовый узел

Что касается варианта шипа упрощенной формы, предусматривающей закручивание концов косяков во время монтажа свода, то целесообразность и практическая осуществимость его еще недостаточно изучены.

Опорные узлы в безметалльном своде решаются так же, как и в металльном своде. Для устройства нормального опорного узла в целях расположения опорных торцов смежных косяков в одном гнезде на незначительном расстоянии друг от друга необходимо, чтобы опорная плоскость косяков в отличие от металльного свода не совпадала с осевой линией *О—О* (рис. 311).

В стрельчатых сводах коньковые узлы решаются аналогично подобным решениям металльного свода (рис. 304).

Нормальным торцовым узлом в безметалльном своде следует считать, как и в металльном своде, такой узел, у которого при примыкании к торцовой арке внутренняя, примыкающая к сетке свода грань арки совпадает с поперечным сечением свода, проходящим через центры узлов.

Концы косяков, примыкающие к торцовым аркам, соединяются с последними болтами диаметром 16—19 *мм*, поставленными нормально к боковой грани косяка по одному болту на косяк (рис. 312). При высоте торца косяка более 18 *см* соединение каждого косяка с аркой осуществляется двумя болтами.

б) Сетка свода[1]

1. Шаг $2c$ косяков в безметалльном своде выбирается с учетом экономических и конструктивных соображений по аналогии с металльным сводом, но не более 1,5 *м*. Рекомендуемая величина $2c$ равна 0,7—1,0 *м*. В целях устройства нормального торцового узла и получения минимального количества типов косяков величина $2c$ должна быть аликвотна расстоянию в свету между фронтонами или диафрагмами.

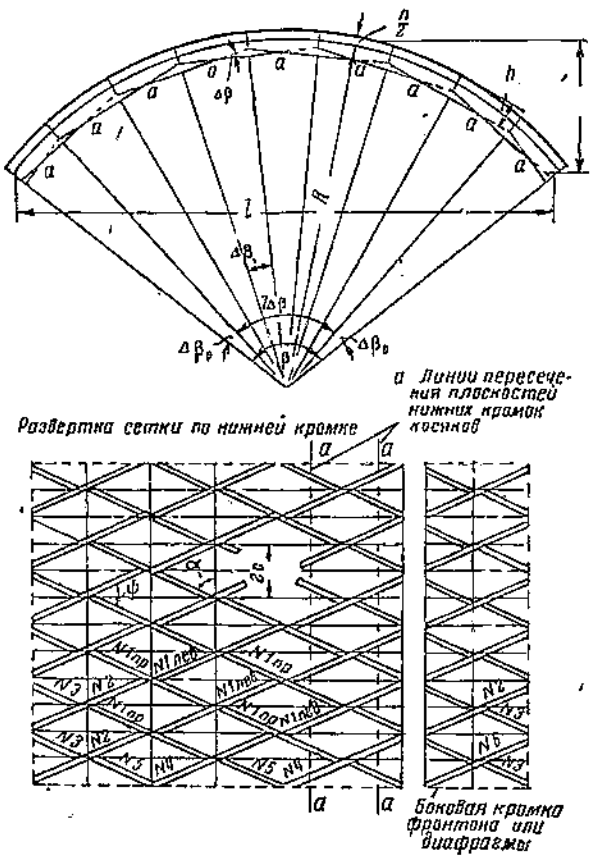


Рис. 313. Схема свода

2. Углы $\Delta\beta$ (рис. 313), как и в металльном своде, следует выбирать как четную аликвотную часть центрального угла поперечного сечения свода. При этом крайние (у опор) углы $\Delta\beta_0$ должны быть в целях обеспечения нормального решения опорного узла несколько меньше угла $\Delta\beta$.

3. Величина ψ угла между косяками назначается для сетки с центрированными узлами в пределах от 35° до 50°, а для сетки с нецентрированными узлами — от 35° до 90°. Рекомендуемые углы ψ для безметалльного свода 40°—45°. В коротких сводах $\left(\text{при } \frac{B}{s_g} < 2{,}5\right)$ угол ψ может быть увеличен, а при длинных сводах $\left(\frac{B}{s_g} > 2{,}5\right)$ и сравнительно больших пролетах ($l = 16$—20 *м*) соответственно уменьшен.

4. При нормальной величине угла $\Delta\beta$ (согласно указанию п. 2) и величине $2c$ шага, выбранной как аликвотная часть расстояния в свету между фронтонными арками или диафрагмами, в сетке безметалльного свода получается семь типов косяков.

3. Своды из составных клеефанерных косяков

Применение составных клеефанерных косяков (рис. 314) позволяет перекрывать кружально-сетчатым сводом значительно большие пролеты при сравнительно небольшом собственном весе конструкции.

При этом одинаково легко и надежно решаются оба варианта кружально-сетчатого свода (металльный и безметалльный), так как в клеефанерном составном косяке отсутствует опасность раскалывания (разрыва его поперек волокон), а сложная форма шипа безметалльного варианта может быть упрощена изготовлением косяков крыловатой (винтообразной) формы (рис. 314) [2].

---

[1] Безметалльные сетчатые своды, изд. ПСП.

[2] Предложено и разработано проф. Г. Г. Карлсеном совместно с автором.

Появление фанеры на водостойком клее ЦНИПС значительно расширяет область возможного применения большепролетных кружально-сетчатых сводов из составных косяков, отличающихся повышенной прочностью и стойкостью.

Пояса составного косяка на клее ЦНИПС состоят из брусков или досок толщиной не более 4—5 *см* (во избежание накопления внутренних напряжений при усушке древесины).

К фанерным стенкам прикрепляются ребра жесткости, назначение которых—придать стенкам составного косяка достаточную устойчивость.

На концах и в середине составные косяки имеют сплошное сечение, состоящее из отдельных коротких досок или брусков толщиной не более 4—5 *см*, склеиваемых с фанерными стенками.

Стыки смежных листов фанеры перекрываются накладками на клее.

Решение основного узла сетки из клеефанерных косяков в безметалльном варианте показано на рис. 315. Косяки сопрягаются по принципу лобовой врубки вместо менее надежной «ножничной», как это имеет место в узловом сопряжении из цельных косяков. Равновесие продольных сил в узле достигается без помощи шипа, и в случае полного восприятия поперечной силы трением между торцами «набегающих» косяков и боковыми гранями «сквозного» косяка шип вовсе не работает или работает только на восприятие некоторой части поперечной силы (опорной реакции) косяка.

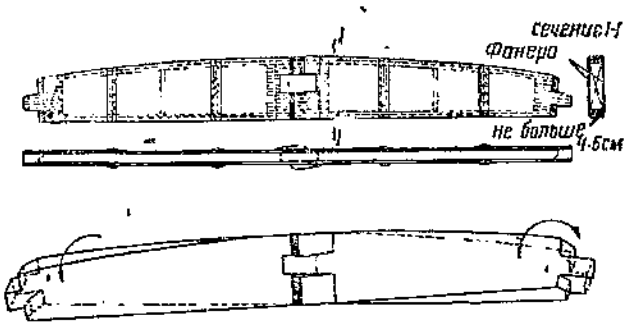


Рис. 314. Клеефанерный косяк безметалльного свода «крыловатой» формы

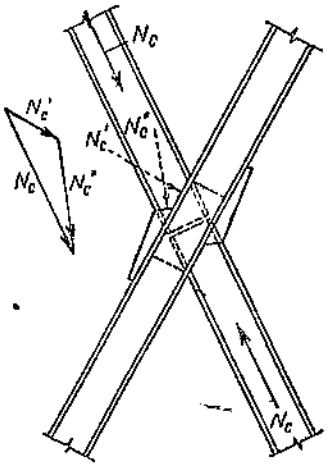


Рис. 315. Узел безметалльного варианта из составных косяков и схема разложения сил

Конструкция и расчет составных косяков выполняются аналогично составным балкам с фанерной стенкой.

Торцовые арки могут быть сконструированы из клеефанерных коробчатых косяков, связанных между собой по схеме арки Делорма—болтами, нагелями и т. п.

В. Статический расчет свода

1. Общие принципы

Кружально-сетчатый свод представляет собой сложную пространственно-стержневую, многократно статически неопределимую систему. Точный статический расчет кружально-сетчатого свода весьма сложен.

Отценом[1] был предложен приближенный метод расчета, точность которого, как показали многочисленные опыты, вполне достаточна для практического пользования им.

Этот метод с поправками, соответствующими нашим Н и ТУ, состоит в следующем.

Из покрытия нормально к его оси выделяется расчетная полоса шириной $2c$.

[1] См. [78].

В соответствии с конструкцией опор, шелыги или конька, а также формой очертания покрытия выделенная полоса рассчитывается обычными методами как двух- или трехшарнирная арка постоянной жесткости, нагруженная приходящейся на нее нагрузкой. При этом площадь сечения арки берется равной площади сечения двух косяков, а момент инерции арки приравнивается моменту инерции одного косяка.

Полученные в арке максимальные значения изгибающих моментов M_0 и нормальных сил N_0 распределяются между элементами сетки в выделенной полосе, как указано ниже.

2. Изгибающие моменты

В каждом узле сетки свода изгибающий момент воспринимается полностью только одним сквозным косяком.

Согласно приближенному методу расчета косое положение косяков относительно плоскости действия сил учитывается делением расчетного момента на $\sin\alpha$

$$M' = \frac{M_0}{\sin\alpha}, \qquad (1-45)$$

где M_0—расчетный изгибающий момент в выделенной полосе свода.

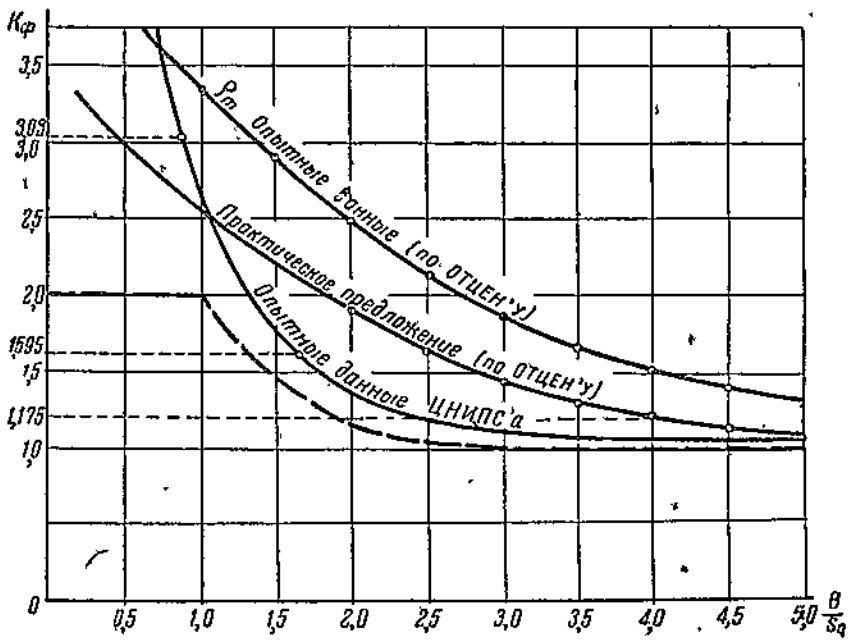


Рис. 316. Кривая коэфициентов k_ϕ

На величину изгибающего момента благодаря пространственной работе сетки покрытия оказывает также влияние наличие жестких фронтонов, которые, увеличивая жесткость покрытия, тем самым уменьшают величины прогибов и изгибающих моментов.

Разгружающее действие жестких фронтонов определяется коэфициентом k_ϕ, представленным на графике (рис. 316) как функция отношения $\frac{B}{s_\partial}$, где B—расстояние между жесткими фронтонами, s_∂—длина дуги поперечного сечения свода.

На этом же графике снизу дана (пунктиром) кривая значения коэфициента k_ϕ, принятого в нормах (§ 100, табл. 16).

Как видно из представленного графика, нормативные значения коэфициента k_ϕ ниже опытных данных, чем учтена трудность обеспечения полной жесткости диафрагм и их крепления со сводом.

Таким образом расчетный изгибающий момент в косяке будет равен:

$$M=\frac{M_0}{\xi k_\varphi \sin\alpha}. \qquad (2-45)$$

При внецентренном узловом сопряжении неизбежно появление дополнительных изгибающих моментов, действующих в направлении меньшего момента инерции косяка (рис. 317). Однако, как правило, при наличии продольного настила эти дополнительные моменты расчетом не учитываются.

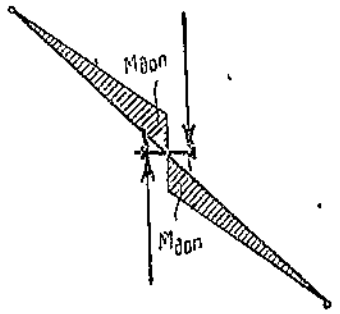


Рис. 317. Схема работы косяков в плоскости их меньшего момента инерции

3. Нормальные силы

В выделенной по Отцену арочной полосе нормальные силы N_0 воспринимаются одинаково обоими косяками (рис. 318). На каждый косяк передается усилие:

$$N=\frac{N_0}{2\sin\alpha}. \qquad (3-45)$$

В металльных кружально-сетчатых сводах натяжение болтов в узлах определяется по схеме рис. 318, *в*:

$$N_б=\frac{N_0\operatorname{ctg}2\alpha}{2\sin\alpha}. \qquad (4-45)$$

Сила смятия косяков в узлах направлена по нормали к сквозному косяку и равна:

$$N_c=\frac{N_0}{2\sin\alpha\sin\psi}=\frac{N_0}{2\sin\alpha\sin 2\alpha}. \qquad (5-45)$$

Разгружающее влияние трения, создаваемого натяжением болтов по площадкам примыкания косяков, практически не учитывается.

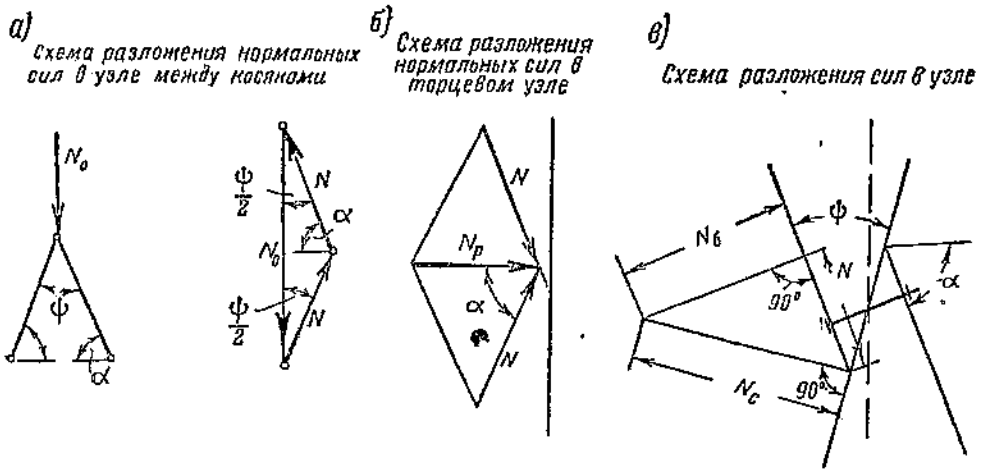


Рис. 318. Схемы разложения сил в узле

Болты рассчитываются в соответствии с § 13 Н и ТУ. При узловом сопряжении на двух болтах допускаемые напряжения в последних понижаются на 20%.

Продольная сила N_p, распирающая торцы свода (рис. 318 *б*), определяется по формуле:

$$N_p=N_0\operatorname{ctg}\alpha. \qquad (6-45)$$

4. Поперечные силы

Восприятие поперечных сил в узлах кружально-сетчатых сводов на болтах считается обеспеченным силой трения между косяками, создаваемой натяжением болтов.

При расчете безметалльных сводов учет поперечных сил необходим.

Поперечные силы определяются как в арке Делорма. В каждом узле расчетной полосы свода изгибающий момент воспринимается только одним сквозным косяком, служащим опорой для двух набегающих косяков. Каждый косяк работает как однопролетная балка с нагрузкой, сосредоточенной по середине пролета. Эпюра изгибающих моментов в косяке имеет вид треугольника с вершиной в узловой точке.

Из общего выражения максимального изгибающего момента M в однопролетной балке с сосредоточенным грузом P по середине пролета

$$M=\frac{Pl_k}{4}=\frac{2Ql_k}{4}$$

находим соответствующую величину сосредоточенного груза:

$$P=\frac{4M}{l_k}$$

и поперечную силу Q, равную опорной реакции балки:

$$Q=\frac{P}{2}=\frac{2M}{l_k}.$$

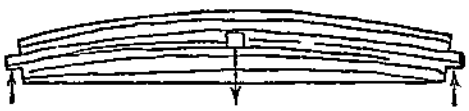


Рис. 319. Характерное разрушение косяков

Расчетная опорная реакция одного косяка найдется, учитывая выражение (2—45) по формуле:

$$Q=\frac{2M_0}{\xi k_\phi \sin\alpha\, l_k}. \qquad (7-45)$$

Влияние поперечной силы на работу косяков может представлять реальную опасность. В сводах из коротких косяков $\left(\text{при } \frac{l_k}{h}<10\right)$ сплошного сечения иногда происходит расщепление последних поперек волокон (рис. 319). Поверка напряжений в косяках производится по формуле:

$$\sigma=\frac{N_0}{2F_{нт}\sin\alpha}+\frac{M_0}{k_\phi W_{нт}\xi\sin\alpha}\leqslant[\sigma_c], \qquad (8-45)$$

где $F_{нт}$ и $W_{нт}$ — площадь и момент сопротивления нетто косяка в середине его длины;

$$\xi=1-\frac{\lambda^2}{3\,100}\cdot\frac{\sigma_c}{[\sigma_c]} \quad \text{и} \quad \lambda=\frac{0{,}7\,l_0}{\sin\alpha\sqrt{\frac{J_{бр}}{2F_{бр}}}}\approx\frac{3{,}5l_0}{h\sin\alpha};$$

в формуле, определяющей величину λ, введен эмпирический коэфициент 0,7;

$\sigma_c=\frac{N}{2F_{бр}\sin\alpha}$ и l_0 — свободная (расчетная) длина дуги свода, определяемая, как в арке Делорма.

Жесткие фронтоны (диафрагмы) проверяются расчетом на нагрузку q_ϕ (как симметричную, так и одностороннюю), определяемую на единицу длины дуги фронтонной арки по формуле:

$$q_\phi=\frac{qB}{2}\left(1-\frac{2}{3k_\phi}\right), \qquad (9-45)$$

где q — соответствующая (симметричная или односторонняя) нагрузка на свод.

В длинных сводах со значением $\frac{B}{s_0}>2{,}5$ в приведенной формуле (9—45) величина B принимается равной 2,5 s_0.

5. Расчет мауэрлата

Мауэрлатные бруски рассчитываются на горизонтальные силы от распора свода, и если нет сплошной опоры—на вертикальные силы реакции. Распор кружально-сетчатого свода может быть воспринят металлическими затяжками, контрфорсами или примыкающими с боков покрытия конструкциями. Расчетный пролет мауэрлатных брусьев для горизонтальных сил равен расстоянию между затяжками или контрфорсами.

При расчете мауэрлатных брусьев на вертикальные усилия расчетный пролет их принимается равным расстоянию между вертикальными опорами. В этом случае мауэрлатный брус рассчитывается на косой изгиб.

Коньковые брусья в стрельчатых сводах при нормальном примыкании косяков (рис. 304) ставятся без расчета по конструктивным соображениям.

Металлические затяжки рассчитываются в соответствии с § 13 Н и ТУ.

Рекомендуется в затяжках из круглого железа осаживать концы под нарезку в горячем состоянии с тем, чтобы сечение, ослабленное нарезкой, было не менее сечения затяжки в неослабленной (неосаженной) части.

Продольный настил по своду рассчитывается в соответствии с § 86 Н и ТУ с дополнительным учетом сил N, действующих вдоль образующей свода и распирающих торцы свода.

На восприятие силы N_p, определяемой по формуле (5—45), проверяется прикрепление настила к торцам свода и к косякам.

Г. Геометрический расчет сетки и ее элементов

Общие указания

В кружально-сетчатых сводах (металлических и безметалльных) узловые сопряжения конструктивно приспособлены к восприятию как продольных (нормальных) сил, действующих в отдельных косяках, так и поперечных реактивных сил между ними (см. статический расчет). Взаимная передача этих усилий в узлах, необходимая для равновесия и неподвижности последних, может быть обеспечена при достаточно плотном сопряжении отдельных косяков между собой, что зависит от правильности и точности их формы и размеров. От этого также зависит правильное очертание свода в целом.

Большая точность в определении геометрических размеров отдельных элементов сетки особенно важна в безметалльных сводах в отличие от металльных, где имеется возможность изменением длины болтов регулировать при сборке и уплотнять узловые сопряжения, обеспечивая при этом правильную форму свода.

Все размеры в геометрическом расчете элементов сетки должны определяться с точностью до 1 *мм*.

Обычно уже при статическом расчете свода задаются на основании указаний, данных выше, шагом косяков ($2c$), центральным углом $\Delta\beta$ и радиусом R дуги поперечного сечения свода.

Там же устанавливается и поперечное сечение косяков (b и h), для чего предварительно определяется угол α по следующим приближенным формулам.

Для центрированной сетки безметалльного свода:

$$\operatorname{ctg}\alpha = \frac{c}{2R\sin\frac{\Delta\beta}{2}}. \qquad (10-45)$$

То же для металльного свода:

$$\alpha = \alpha_0 + \Delta\alpha_0,$$

где α и $\Delta\alpha_0$ определяются по формулам:

$$\operatorname{ctg}\alpha_0 = \frac{c}{2R\sin\frac{\Delta\beta}{2}}, \qquad (11-45)$$

$$\sin\Delta\alpha_0 = \frac{s\sin\alpha_0}{4R\sin\frac{\Delta\beta}{2}}. \qquad (12-45)$$

Для нецентрированной сетки безметалльного свода

$$\alpha = \alpha_0 - \Delta\alpha_0,$$

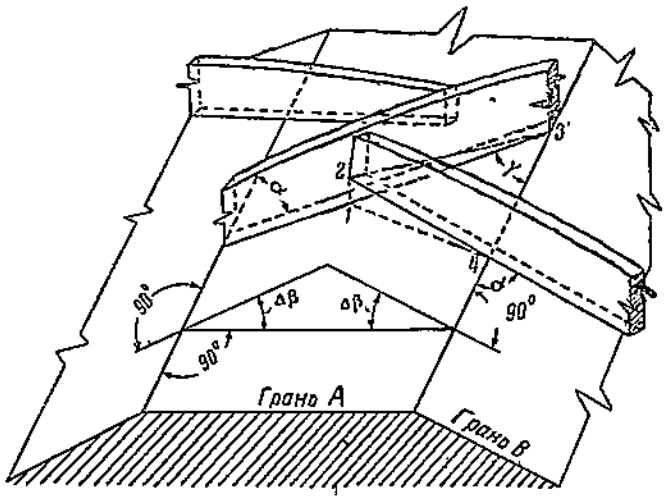


Рис. 320. Положение косяков в пространстве

где α_0 и $\Delta\alpha_0$ определяются по формулам:

$$\operatorname{ctg}\alpha_0 = \frac{c}{2R\sin\frac{\Delta\beta}{2}}; \quad (13\text{—}45)$$

$$\sin\Delta\alpha_0 = \frac{b\sin\alpha_0}{4R\sin\frac{\Delta\beta}{2}}. \quad (14\text{—}45)$$

Имея эти величины, можно приступить к геометрическому расчету сетки и косяков.

Построение сетки свода основано, как это было указано ранее, на том, что срединная плоскость каждого косяка проходит по середине своей длины через нормаль к поверхности свода.

Геометрический расчет может быть произведен методами аналитической геометрии или же элементарной геометрии в пространстве. Последний основан на рассмотрении положения в пространстве нижних кромок косяков на гранях воображаемого многогранника[1] и под углом α (в плоскости, соответственной

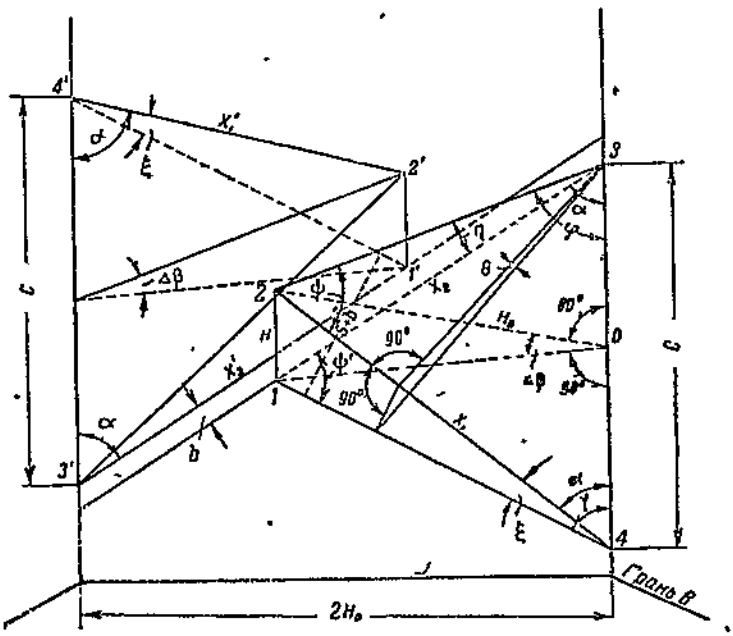


Рис. 321. Трехгранные пирамиды, образуемые нижними гранями косяков

грани) к ребрам его (рис. 320). Основные величины, необходимые для определения геометрических размеров косяков, находятся из образующейся при этом трехгранной пирамиды *1—2—3—4* (рис. 321).

[1] Метод предложен инж. В. Г. Писчиковым.

Д. Производство работ

1. Заготовка косяков

Кружально-сетчатые своды, являясь сборно-разборной конструкцией и будучи составлены из совершенно стандартных элементов (косяков), дают возможность максимально механизировать производство. Большая часть работы может быть перенесена на строительный двор или на завод.

Заготовка косяков сплошного сечения с криволинейной верхней гранью производится круглой и ленточной пилами. Круглой пилой нарезают доски необходимой длины, а ленточной пилой или фрезером по шаблону сообщают их верхней грани необходимую кривизну. После обработки пилой скашиваются торцы и просверливаются отверстия для болтов.

Косяки составного сечения требуют изготовления в заводских условиях.

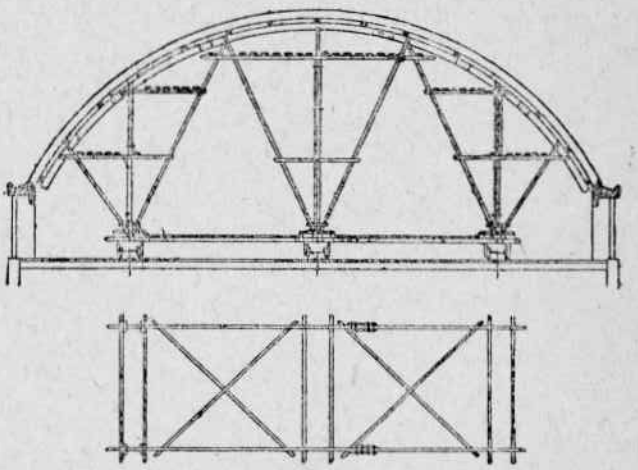


Рис. 322. Схема подвижных лесов для сборки кружально-сетчатого свода

2. Сборка сводов

Возведение свода начинается с укладки мауэрлатных брусьев с точно размеченными и запиленными гнездами на нижележащую конструкцию и прикрепления их к последней. Затем укрепляются в гнездах мауэрлатных брусьев опорные косяки № 2 и 3. После этого собираются, устанавливаются и временно раскрепляются торцовые арки; в случае стрельчатого очертания покрытия устанавливается также коньковый брус. Затем устанавливаются косяки, примыкающие к торцовой арке, и, наконец, основные косяки № 1. Замыкание косяков в шелыге свода производится последовательно от одного торца к другому вдоль оси покрытия. При сборке металльных сводов для сохранения некоторой подвижности конструкции до полного замыкания отдельных арок сетки и придания им правильного очертания болты первоначально полностью не затягиваются.

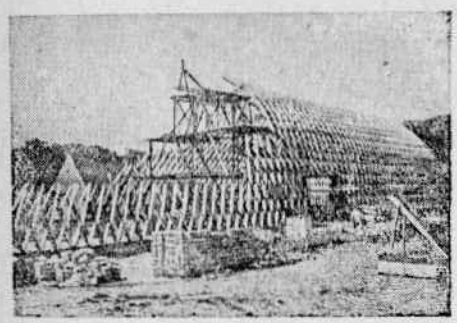


Рис. 323. Сборка кружально-сетчатого свода на подвижных лесах

Сборка кружально-сетчатых сводов производится без кружал. Достаточно иметь легкие вспомогательные подвижные подмости (рис. 322 и 323). Показанные на рис. 322 подвижные подмости для сборки покрытия большого пролета установлены на шести скатах, движущихся по рельсовым путям. Передвижка их может производиться одним человеком.

Сборка кружально-сетчатых покрытий настолько проста, что при небольшом навыке может быть выполнена малоквалифицированными рабочими.

Небольшие проемы в сетке покрытий прорезаются лишь впоследствии, после окончательной сборки и окаймляются обвязкой из брусьев.

3. Покрытие настилом

Собранная конструкция покрывается сплошным настилом или обрешеткой, прибиваемыми к косякам гвоздями. Для кровли может быть применен любой материал, соответствующий уклону покрытия.

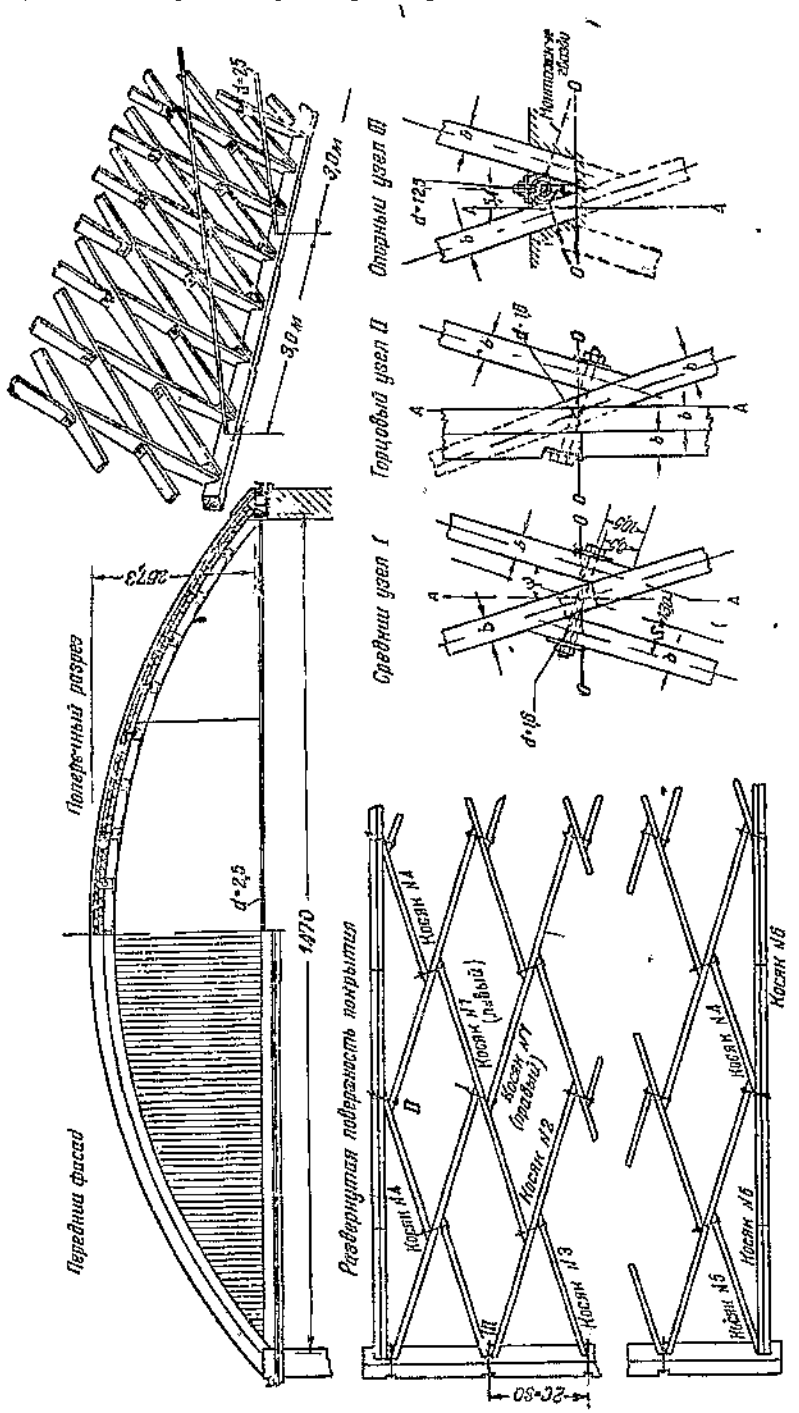


Рис. 324. Металлический свод: поперечный разрез, развертка и перспектива сетки

Е. Пример расчета металлического свода

На рис. 324 и 325 показан проект металлического кружально-сетчатого свода. Поперечный разрез покрытия представляет двухшарнирную арку кругового очертания. Кровля теплая, рубероидная.

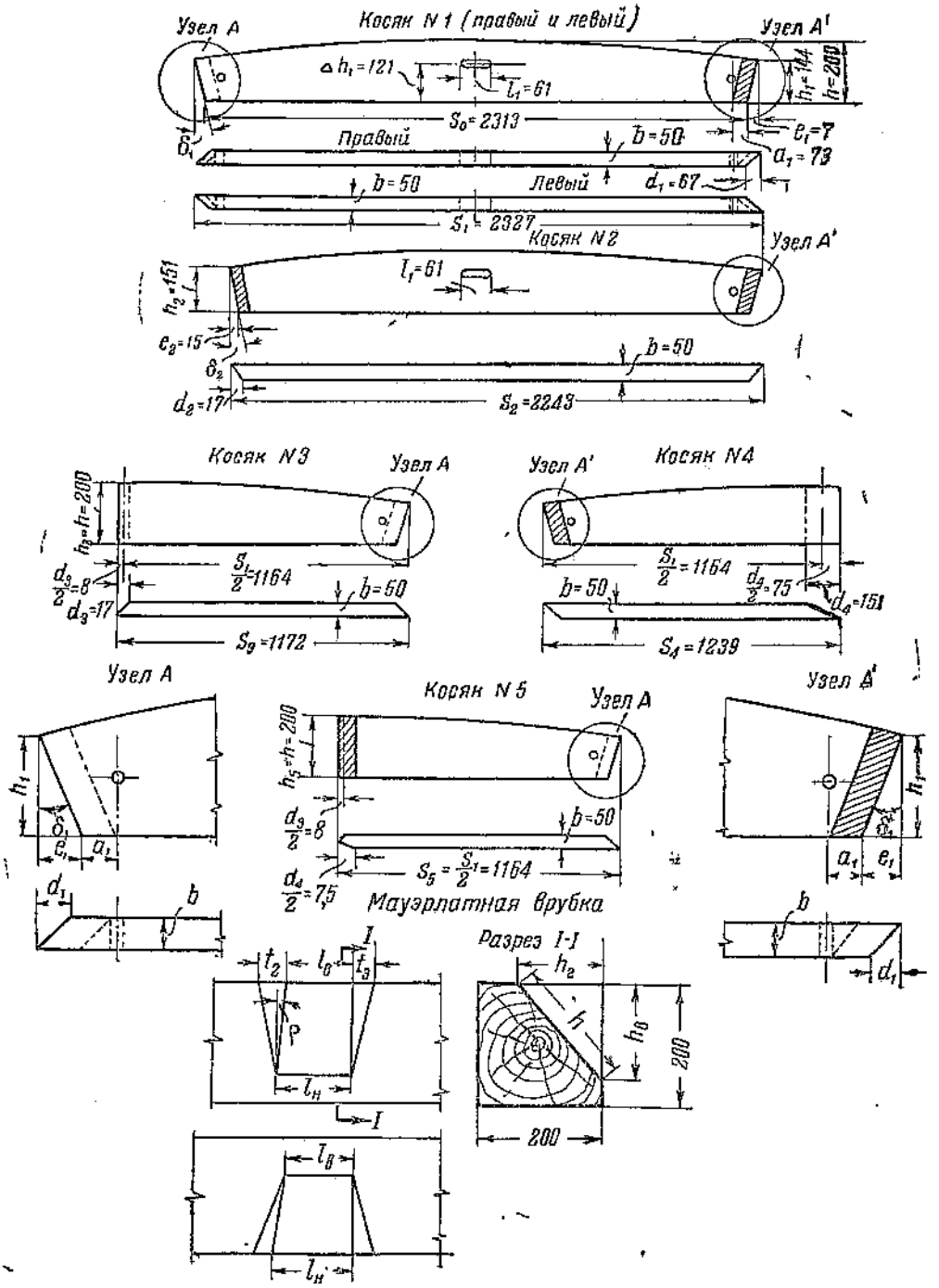


Рис. 325. Косяки металлического свода и мауэрлатные врубки. Все размеры в *мм*

а) Основные данные:

Расчетный пролет (осевой)	$l = 14{,}7$ *м*
Стрела подъема (осевая)	$f = 2{,}873$ »
Радиус дуги свода	$R = 10{,}82$ »
Центральный угол, стягиваемый дугой покрытия	$\beta = 85°31'$
Длина осевой дуги	$s_0 = 16{,}15$ *м*
Расстояние между внутренними гранями фронтонных арок	$B = 24{,}0$ »

Шаг косяков

$$2c = \frac{B}{30} = \frac{24{,}0}{30} = 0{,}8\ м.$$

Центральный угол

$$\Delta\beta = \frac{\beta}{16} = \frac{85°31'}{16} = 5°20'41''.$$

Отношение расстояния между фронтонами к длине дуги свода:

$$\frac{B}{s_д} = \frac{24{,}0}{16{,}15} \approx 1{,}5.$$

Определяем предварительно угол α по приближенным формулам:

$$\operatorname{ctg}\alpha_0 = \frac{c}{2R\sin\frac{\Delta\beta}{2}} = \frac{0{,}4}{2\cdot 10{,}82\cdot 0{,}04652} = 0{,}3965;$$

$$\alpha_0 = 68°22{,}5';\quad \sin\alpha_0 = 0{,}9296.$$

Задаемся величиной смещения $s=0{,}13$ $м$.

$$\sin\Delta\alpha_0 = \frac{s\sin\alpha_0}{4R\sin\frac{\Delta\beta}{2}} = \frac{0{,}13\cdot 0{,}9296}{4\cdot 10{,}82\cdot 0{,}04662} = 0{,}0598;$$

$$\Delta\alpha_0 = 3°26';\quad \alpha = \alpha_0 + \Delta\alpha_0 = 68°22{,}5' + 3°26' = 71°48{,}5';\quad \sin\alpha = 0{,}950.$$

б) Расчет косяка

Свод рассчитан как двухшарнирная круговая арка с наиневыгоднейшим расположением временной нагрузки от снега с одной стороны на половине пролета.

Расчетная полоса свода (ширина грузовой площади арки) принята равной шагу косяков $2c=0{,}8$ $м$.

Полученный при этом максимальный изгибающий момент в арке:

$$M_0 = 250\ кгм.$$

Нормальная сила в том же сечении арки:

$$N_0 = 1\,020\ кг.$$

Коэфициент разгружающего действия фронтонов при

$$\frac{B}{s_д} = 1{,}5$$

$$k_ф = 1{,}4.$$

Принимаем сечение косяка в середине его длины

$$h = 20\ см \geqslant \frac{l}{100};$$

$$b = 5\ см;\quad F_{бр} = 5\cdot 20 = 100\ см^2;\quad W_{бр} = 333\ см^3;$$
$$F_{нт} = 5\,(20-2) = 90\ см^2;\quad W_{нт} = W_{бр} = 333\ см^3.$$

При определении момента сопротивления сечения ослабление отверстием для болта, расположенным вблизи нейтральной оси, не учитываем.

Приведенная гибкость свода

$$\lambda = \frac{3{,}5l_0}{h\sin\alpha} = \frac{3{,}5\cdot 0{,}5\cdot s_д}{h\sin\alpha} = \frac{3{,}5\cdot 0{,}5\cdot 16{,}15}{0{,}20\cdot 0{,}950} = 149,$$

где свободная (расчетная) длина l_0 дуги свода согласно § 98 Н и ТУ при односторонней нагрузке равна:

$$l_0 = 0{,}5\,s_д.$$

Согласно § 21 Н и ТУ

$$\xi = 1 - \frac{\lambda^2}{3\,100}\cdot\frac{\sigma_\sigma}{[\sigma_c]} = 1 - \frac{149^2}{3\,100}\cdot\frac{5{,}37}{100} = 0{,}62;$$

$$\sigma_\sigma = \frac{N}{2F_{бр}\sin\alpha} = \frac{1020}{2\cdot 100\cdot 0{,}950} = 5{,}37\ кг/см^2.$$

Максимальное напряжение в косяках:

$$\sigma = \frac{N_0}{2F_{нт}\sin\alpha} + \frac{M_0}{\xi k_\beta W_{нт}\sin\alpha} = \frac{1\,020}{2 \cdot 90 \cdot 0{,}95} + \\ + \frac{25\,000}{0{,}62 \cdot 1{,}4 \cdot 333 \cdot 0{,}95} = 6{,}0 + 91{,}0 = 97\ кг/см^2.$$

Сравнивая величину угла α, принятого по приближенной формуле равным 71° 48,5′ с точной величиной его, равной (см. геометрический расчет) 71°42′28″, мы видим, что разница между ними ничтожна, а потому вторичной проверки напряжения в косяках не производим.

в) Расчет узловых болтов и затяжек

Болты рассчитаны по максимальному нормальному усилию в ближайшем к опоре узле:

$$N_{max} = 1\,775\ кг.$$

Максимальное усилие, воспринимаемое болтом:

$$N_б = \frac{N_{max}\operatorname{ctg} 2\alpha}{2\sin\alpha} = \frac{1\,775 \cdot 1{,}3572}{2 \cdot 0{,}950} = 1\,270\ кг.$$

Принимаем болт $d = 5/8''$

$$F_{нт} = 1{,}311\ см^2.$$

Напряжение в болте:

$$n = \frac{1\,270}{1{,}311} = 967\ кг/см^2 > 950\ кг/см^2.$$

Перенапряжение меньше 5%, а потому принятый болт оставляем.
Затяжки поставлены через 3 *м*. Усилие, воспринимаемое одной затяжкой:

$$N_з = 3H_{max} = 3 \cdot 1\,470 = 4\,410\ кг,$$

где H_{max}—максимальный распор на 1 *пог. м* длины покрытия.
Затяжки приняты из круглой стали с осаженными под нарезку концами. Диаметр и площадь сечения затяжки:

$$d_з = 1''\ и\ F_{нт} = F_{бр} = 5{,}08\ см^2.$$

Напряжение в затяжках

$$\sigma = \frac{4\,410}{5{,}08} = 870 < 950\ кг/см^2.$$

Подвески приняты из стали $d = 5$ *мм*.

г) Расчет мауэрлатных брусьев

Мауэрлатные брусья опираются по всей своей длине на продольные стены, а потому работают только в горизонтальном направлении с расчетным пролетом, равным расстоянию между затяжками.
Максимальный изгибающий момент:

$$M_{max} = 0{,}125\ H_{max}\, l^2 = 0{,}125 \cdot 1470 \cdot 3^2 = 1\,650\ кгм.$$

Мауэрлаты приняты из двух независимо работающих брусьев сечением $2 \times 20 \times 20$ *см*. Суммарный момент сопротивления их с учетом ослабления равен

$$W_{нт} \approx 1\,900\ см^3.$$

Напряжение

$$\sigma_и = \frac{M_{max}}{W_{нт}} = \frac{165\,000}{1\,900} = 86{,}7\ кг/см^2.$$

д) Расчет крепления продольного настила к фронтону

Продольная сила в направлении оси свода:

$$N_p = N_0 \operatorname{ctg}\ a = 1\,020 \cdot 0{,}33 = 338\ кг.$$

Продольный настил крепится к фронтону при помощи гвоздей диаметром $d = 0{,}5$ *см*; $T_1] = 47$ *кг*.

Необходимое количество гвоздей на промежутке между двумя смежными узлами:

$$n_г = \frac{N_р}{[T_г]} = \frac{838}{47} \approx 7 \text{ гвоздей.}$$

Ставим на каждую доску по 2 гвоздя.
Вертикальная нагрузка, передающаяся на единицу длины дуги фронтонной арки:

$$q_ф = \frac{qB}{2}\left(1 - \frac{2}{3k_ф}\right) = \frac{140 \cdot 24}{2}\left(1 - \frac{2}{3 \cdot 1{,}4}\right) = 875 \text{ кг/пог. м.}$$

е) Определение геометрических размеров косяков

На основании окончательно принятого сечения косяков задаемся расстоянием s между проекциями осевых линий нижних граней набегающих косяков на плоскость, совпадающую с нижней гранью сквозного косяка: $s = 2b + 30$ *мм* $= 2 \cdot 50 + 30 = 130$ *мм*.

Наружный радиус $R_н = R + \frac{h}{2} = 10\,820 + 100 = 10\,920$ *мм*.

Внутренний радиус $R_в = R - \frac{h}{2} = 10\,820 - 100 = 10\,720$ *мм*.

Основные данные: $\frac{\Delta\beta}{2} = 2°40'20''$; $\Delta\beta = 5°20'40''$;

$$\frac{\beta}{2} = 42°45'30''; \quad \operatorname{tg}\frac{\Delta\beta}{2} = 0{,}04667; \quad \sin\frac{\Delta\beta}{2} = 0{,}04662;$$

$$\cos\Delta\beta = 0{,}9956; \ \sin\Delta\beta = 0{,}09315; \ \operatorname{tg}\Delta\beta = 0{,}09355;$$

$$\sin\frac{\beta}{2} = 0{,}6789; \ \cos\frac{\beta}{2} = 0{,}7342; \ \operatorname{tg}\frac{\beta}{2} = 0{,}9247;$$

$$k = \frac{1}{\cos\Delta\beta} = \frac{1}{0{,}9956} = 1{,}0044; \ k^2 = 1{,}0044^2 = 1{,}0088;$$

$$(1+k)^2 = 4{,}0175; \ H_0 = R_в \operatorname{tg}\frac{\Delta\beta}{2} = 10{,}720 \cdot 0{,}04667 = 0{,}500 \text{ м};$$

$$H_0^2 = 0{,}25 \text{ м}^2; \ s^2 = 0{,}130^2 = 0{,}0169 \text{ м}^2; \ c^2 = 0{,}400^2 = 0{,}16 \text{ м}^2;$$

$$a = \left[(k+1)^2 H_0^2 - \frac{s^2}{4}k^2\right] = \left[4{,}0175 \cdot 0{,}25 - \frac{0{,}0169}{4} \cdot 1{,}0088\right] =$$

$$= 1{,}0001; \quad b_1 = 2cH_0(k+1) = 2 \cdot 0{,}4 \cdot 0{,}5 \cdot 2{,}0044 = 0{,}8017;$$

$$c_1 = c^2 - \frac{s^2}{4} = 0{,}16 - \frac{0{,}0169}{4} = 0{,}1558.$$

Угол α между нижними ребрами косяков и образующей свода:

$$\operatorname{ctg}\alpha = \frac{b_1^2 - \sqrt{b_1 - 4ac_1}}{2a} =$$

$$= \frac{0{,}8017 - \sqrt{0{,}8017^2 - 4 \cdot 1{,}0001 \cdot 0{,}1558}}{2 \cdot 1{,}0001} = 0{,}3306;$$

$$\alpha = 71°42'30''; \ \sin\alpha = 0{,}9495; \quad \operatorname{tg}\alpha = 3{,}025; \quad \cos\alpha = 0{,}3139.$$

Косяк № 1 (рис. 325)

Длина косяка № 1 по нижней кромке:

$$s_0 = \frac{2H_0}{\sin\alpha} + \frac{2c}{\cos\alpha(1+\cos\Delta\beta)} - b\operatorname{ctg}\alpha =$$

$$= \frac{2 \cdot 500}{0{,}9495} + \frac{2 \cdot 400}{0{,}3139(1+0{,}9956)} - 50 \cdot 0{,}33 = 2\,313 \text{ мм.}$$

Расстояние от нижней кромки сквозного косяка до низа торца набегающего косяка:

$$H = c\operatorname{tg}\alpha\operatorname{tg}\frac{\Delta\beta}{2} = 400 \cdot 3{,}025 \cdot 0{,}04667 = 56 \text{ мм.}$$

Угол скоса торца косяка в плоскости его боковой грани:

$$\operatorname{tg}\delta_1 = \frac{\operatorname{tg}\frac{\Delta\beta}{2}}{\sin\alpha} = \frac{0{,}04667}{0{,}9495} = 0{,}04916, \text{ откуда } \delta_1 = 2°48'50''; \ \cos\delta_1 = 0{,}999.$$

Вертикальная проекция крайнего ребра торца:

$$h_1 = (h - H)\frac{1}{\cos\delta_1} = (200 - 56)\frac{1}{0{,}999} = 144 \text{ мм}.$$

Горизонтальная проекция: $e_1 = h_1 \operatorname{tg}\delta_1 = 144 \cdot 0{,}04916 = 7$ мм.
Полная длина косяка № 1: $s_1 = s_0 + 2e_1 = 2\,313 + 2 \cdot 7 = 2\,327$ мм.
Углы в трехгранной пирамиде: $\operatorname{tg}\gamma = \operatorname{tg}\alpha\cos\Delta\beta = 3{,}025 \cdot 0{,}995 = 3{,}012$;

$$\gamma = 71°38'; \ \sin\gamma = 0{,}949; \ \cos\gamma = 0{,}315; \ \cos\xi = \frac{\cos\alpha}{\cos\gamma} =$$

$$= \frac{0{,}3139}{0{,}315} = 0{,}996; \ \xi = 5°02'35''; \ \operatorname{tg}\xi = 0{,}08824;$$

$$\operatorname{tg}\varphi = \frac{\operatorname{tg}\alpha}{\cos\Delta\beta} = \frac{3{,}025}{0{,}996} = 3{,}038; \ \varphi = 71°46'55'';$$

$$\cos\eta = \frac{\cos\varphi}{\cos\alpha} = \frac{0{,}3126}{0{,}3139} = 0{,}996; \ \eta = 5°04'23'';$$

$$\sin\theta = \operatorname{tg}\delta_1 \operatorname{tg}\alpha = 0{,}0491 \cdot 3{,}025 = 0{,}1487;$$

$$\theta = 8°33'; \ \cos\theta = 0{,}9889;$$

$$\psi = 180° - \alpha - \varphi = 36°30'37''; \ \psi' = 180° - \alpha - \gamma = 35°39'30''; \ \operatorname{tg}\psi' = 0{,}7443; \ \operatorname{ctg}\psi' = 1{,}3434$$

$$\cos\psi' = 0{,}8022; \ \sin\psi' = 0{,}597; \ \operatorname{tg}\frac{\psi'}{2} = 0{,}3313.$$

Длина торцового скоса в плоскости нижней грани косяка (рис. 325):

$$d_1 = b\frac{\operatorname{ctg}\psi'}{\cos\Delta\beta} = 50\frac{1{,}343}{0{,}995} = 67 \text{ мм}.$$

Расстояние вертикальной оси крайних отверстий от нижней вершины торца косяка

$$a_1 = \frac{(s+b)\cos\psi' - b}{2\sin\psi'\cos\xi} - \frac{h_1}{2}\operatorname{tg}\xi = \frac{(130+50)0{,}802 - 50}{2 \cdot 0{,}597 \cdot 0{,}995} - \frac{144}{2} \cdot 0{,}088 = 73 \text{ мм}.$$

Длина продолговатого отверстия в середине косяка:

$$l_1 = b\operatorname{tg}\psi' + \frac{d_6}{\cos\psi'} + 4 \text{ мм} = 50 \cdot 0{,}7444 + \frac{16}{0{,}802} + 4 = 61 \text{ мм}.$$

Расстояние горизонтальной оси среднего отверстия от нижней грани косяка:

$$\Delta h_1 = \left(\frac{s+b}{2\operatorname{tg}\gamma} + \frac{H_0}{\sin\gamma}\right)\operatorname{tg}\xi + \frac{h_1}{2}\frac{\cos\theta}{\cos\xi} =$$

$$= \left(\frac{130+50}{2 \cdot 3{,}012} + \frac{500}{0{,}949}\right)0{,}0882 + \frac{144}{2} \cdot \frac{0{,}989}{0{,}996} = 121 \text{ мм}.$$

Косяк № 2 (рис. 325)

Угол наклона ребра опорного торца δ_2; $\operatorname{tg}\delta_2 = \frac{\operatorname{tg}\Delta\beta}{\sin\alpha} = \frac{0{,}09355}{0{,}9495} = 0{,}09853$;
$\delta_2 = 5°37'40''$; $\cos\delta_2 = 0{,}995$.

Стрела f_0 наружной дуги свода, стягивающей центральный угол $2\Delta\beta$:

$$f_0 = R_н(1 - \cos\Delta\beta) = 10\,920(1 - 0{,}995) = 48 \text{ мм}.$$

Вертикальная проекция ребра *1—2* опорного торца косяка:

$$h_2' = h - f_0 = 200 - 48 = 152 \text{ мм}.$$

Длина торцового скоса d_2 в плоскости нижней грани косяка:

$$d_2 = b\operatorname{ctg}\alpha = 50 \cdot 0{,}33 = 17 \text{ мм}.$$

Горизонтальная проекция торцовых ребер:

$$e_2 = h_2'\operatorname{tg}\delta_2 = 152 \cdot 0{,}0985 = 15 \text{ мм}.$$

Полная длина косяка № 2:

$$s_2 = 0{,}5s_1 + (R_в + h_2')\operatorname{tg}\delta_2 + \frac{d_2}{2} = 0{,}5 \cdot 2\,327 +$$

$$+ (10\,720 + 152)0{,}09853 + 0{,}5 \cdot 17 = 2\,243 \text{ мм}.$$

Вертикальная проекция крайнего ребра опорного торца:

$$h_2 = h - \frac{f_0\left(s_2 - \frac{s_1}{2}\right)}{s_2 - \frac{s_1}{2} - \frac{d_2}{\cos\delta_2}} = 200 - \frac{48\,(2243-1163)}{2243-1163-\frac{17}{0{,}995}} = 200 - 49 = 151 \text{ мм}.$$

Косяк № 3 (рис. 325)

Длина скоса опорного торца в плоскости нижней грани косяка $d_3 = d_2 = 17$ мм,
Высота опорного торца $h_3 = h = 200$ мм.
Полная длина косяка № 3 $s_3 = 0{,}5\,(s_1 + d_3) = 0{,}5\,(2\,327 + 17) = 1\,172$ мм.

Косяк № 4 (рис. 325)

Высота торца, примыкающего к торцовой арке $h_4 = h = 200$ мм. Длина торцового скоса в плоскости нижней грани:

$$d_4 = b\,\mathrm{tg}\,\alpha = 50 \cdot 3{,}025 = 151 \text{ мм}.$$

Полная длина косяка № 4: $s_4 = 0{,}5\,(s_1 + d_4) = 0{,}5\,(2327 + 151) = 1\,239$ мм.

Косяк № 5 (рис. 325)

Высота опорного торца $h_5 = h = 200$ мм.
Длина торцового скоса, примыкающего к мауэрлатному брусу, равна:

$$\frac{d_3}{2} = \frac{17}{2} \approx 8 \text{ мм}.$$

Длина торцового скоса, примыкающего к торцовой арке, равна:

$$\frac{d_4}{2} = \frac{151}{2} = 75 \text{ мм}.$$

Полная длина косяка № 5: $s_5 = 0{,}5 s_1 = 0{,}5 \cdot 2\,327 = 1\,164$ мм.

Врубки в мауэрлатных брусьях (рис. 325)

Горизонтальная проекция врубки $h_1 = h \sin\frac{\beta}{2} = 200 \cdot 0{,}6789 = 136$ мм.

Вертикальная проекция врубки $h_2 = h\cos\frac{\beta}{2} = 200 \cdot 0{,}734 = 147$ мм.

Глубина врубки $\delta_2 = h_2 \sin\frac{\beta}{2} = 147 \cdot 0{,}6789 = 100$ мм.

Угол наклона ρ ребра врубки, примыкающего к торцовому ребру косяка № 2:

$$\mathrm{tg}\,\rho = \frac{\sin\Delta\beta}{\mathrm{tg}\,\alpha} = \frac{0{,}09315}{3{,}025} = 0{,}03079; \quad \rho = 1°45{,}5'.$$

Длина проекции верхних ребер наклонных боковых граней врубки на верхнее ребро мауэрлатного бруса:

$$t_3 = \delta_2\,\mathrm{ctg}\,\alpha = 100 \cdot 0{,}330 = 33 \text{ мм};$$

$$t_2 = \frac{t_3}{\cos\delta_2} + \delta_2\left(\mathrm{tg}\,\frac{\beta}{2} - \mathrm{tg}\,\delta_2\right)\mathrm{tg}\,\rho =$$

$$= \frac{33}{0{,}99518} + 100\,(0{,}924 - 0{,}098) \cdot 0{,}030 = 35 \text{ мм}.$$

Длина опорной площадки врубки понизу:

$$l_n = \frac{s+b}{2\sin\gamma} + \frac{b}{2\sin\alpha} + \left(h - \frac{h_2\cos\rho}{\cos\delta_2}\right)\mathrm{tg}\,\rho =$$

$$= \frac{130+50}{2 \cdot 0{,}949} + \frac{50}{2 \cdot 0{,}949} + \left(200 - \frac{151 \cdot 0{,}999}{0{,}995}\right)0{,}03079 = 122 \text{ мм}.$$

То же по приближенной формуле:

$$l_n = \frac{s+2b}{2\sin\alpha} = \frac{130 + 2 \cdot 50}{2 \cdot 0{,}949} = 121 \text{ мм}.$$

Длина опорной площадки поверху:

$$l_в = l_н - h \operatorname{tg} \varphi = 122 - 200 \cdot 0{,}03079 = 116 \text{ мм}.$$

Величина взаимного смещения противоположных опорных узлов сетки:

$$2v = \frac{s}{2 \sin \alpha} = \frac{130}{2 \cdot 0{,}949} = 68 \text{ мм}.$$

ГЛАВА III

ДЕРЕВЯННЫЕ ПОКРЫТИЯ СКЛАДЧАТОЙ ФОРМЫ

§ 46. ОБЩИЕ ДАННЫЕ И ПРИНЦИПЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ РЕБРИСТЫХ СКЛАДЧАТЫХ КОНСТРУКЦИЙ

А. Конструкция складчатых покрытий

Деревянные покрытия складчатой формы состоят из наклонных плоских граней и поперечных жестких диафрагм—ребер жесткости (рис. 331б, а также схемы 4а и б табл. 20).

Опорами складки служат опорные диафрагмы, располагаемые по обоим торцам складки. Пролетом складки является расстояние между осями опорных диафрагм. Шириной складки B называется расстояние между гранями складки понизу в поперечном сечении складки. Высотой складки h является высота ее грани по вертикали.

Пролет складки l может быть принят в пределах 12—30 *м*. Отношение: $\frac{h}{l} = \frac{1}{2} - \frac{1}{9}$ и $\frac{l}{B} \approx 1 \div 3$.

Угол α наклона грани складки к горизонтали 30°—45°.

Покрытия складчатой формы могут применяться для прямоугольных в плане зданий: ангаров, гаражей, складских зданий и навесов преимущественно в тех случаях, когда необходимо иметь большие свободные от стоек проемы в продольных стенах здания.

Деревянные покрытия складчатой формы в основном применяются в виде отдельно стоящих симметричных складок (рис. 326 и схема 4а табл. 20). Возможны и осуществлены также складки в виде многорядовых по ширине и многопролетных по длине сочетаний симметричных складок с промежуточными опорами на колоннах (рис. 327 и схема 4б табл. 20).

В многопролетном решении соседние по длине грани складки на промежуточных опорах делаются разрезными.

К достоинствам складчатых покрытий можно отнести простоту конструктивного решения, отсутствие сложных узлов, наличие простых и надежных гвоздевых сопряжений.

Основными рабочими элементами деревянной складки являются грани, складки и ребра жесткости.

Грань складки представляет собой обычно двутавровую деревянную балку с перекрестной стенкой (рис. 326, 327) и отличается от обычной балки такого типа лишь наклонным положением и большой высотой.

Размеры верхнего и нижнего поясов грани определяются расчетом; они всегда выполняются по высоте грани из нескольких рядов досок. Для перекрытия стыков нижнего растянутого пояса, устраиваемых вразбежку, применяются сплошные накладки, идущие по всей длине нижнего пояса.

Стыки сжатого верхнего пояса, устраиваемые также вразбежку, осуществляются простым упором досок с их приторцовкой.

Перекрестная стенка грани состоит, так же как в обычной двутавровой балке, из двух слоев досок, направленных под углом 45° к поясам. Оба слоя досок стенки сбиваются между собой гвоздями, препятствующими выпучиванию из плоскости грани сжатых досок стенки. При больших пролетах и, следовательно, при большой высоте стенки доски стенки делаются стычными.

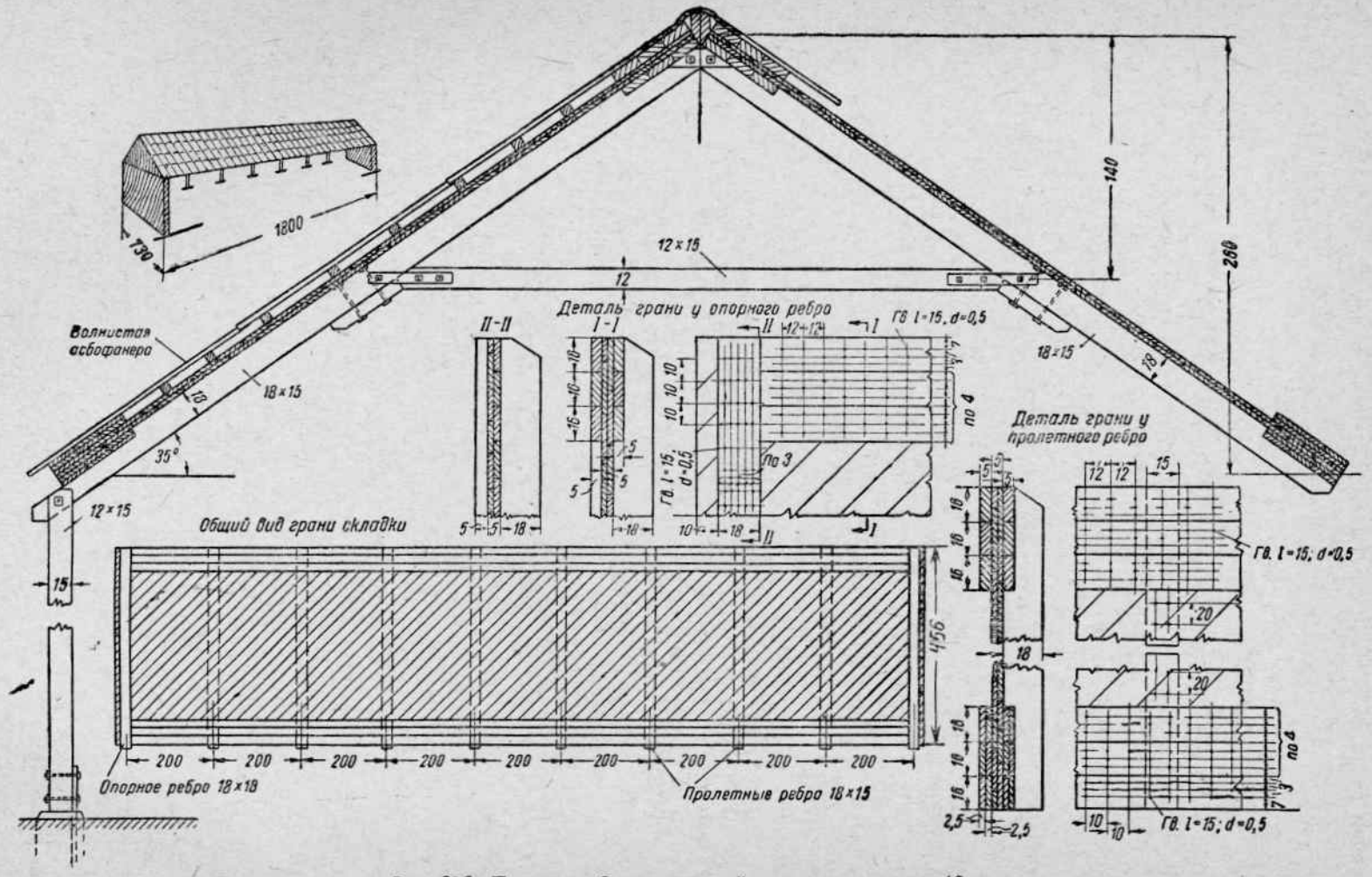
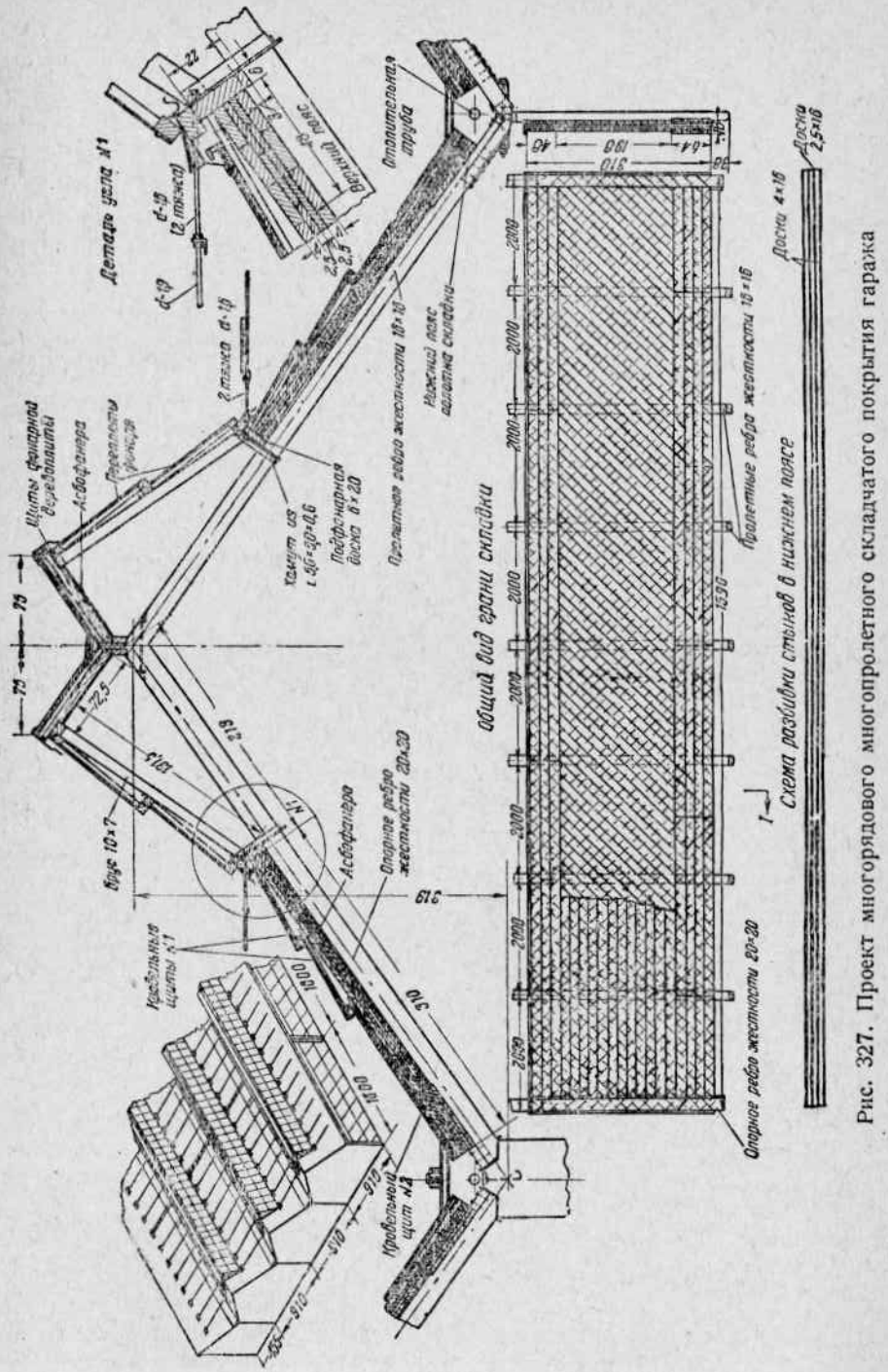


Рис. 326. Проект свободно лежащей складки пролетом 18 *м*

В этих случаях под косыми настилами рекомендуется давать продольный настил, облегчающий перекрытие стыков растянутых досок стенки. Стыки досок в пределах каждого слоя стенки устраиваются вразбежку; кроме того, стыки досок одного слоя не должны совпадать со стыками смежного слоя.


Деталь узла №1
Общий вид арочной скорлупы
Схема разбивки стыков в нижнем поясе
Доски 4×16
Доски 2,5×16
Нижний пояс волнистая скорлупа
Клинья из т. 50×30×0,6
Гайка-шарнирная доска 8×20
Опорное ребро жесткости 20×20
Асбофанера
Щиты фанерные обрезиненные
Переплеты рамок
Крайние щиты №1
Промежуточный щит №2
Болт 10×7
Болт d=16 (2 болта)
Отопительная труба
Ребра жесткости 16×16
Ребра жесткости 20×20
Ребро жесткости 16×16
Ребро жесткости 20×20
Ребро жесткости 16×16
Ребро жесткости 20×20
Ребро жесткости 16×16
Ребро

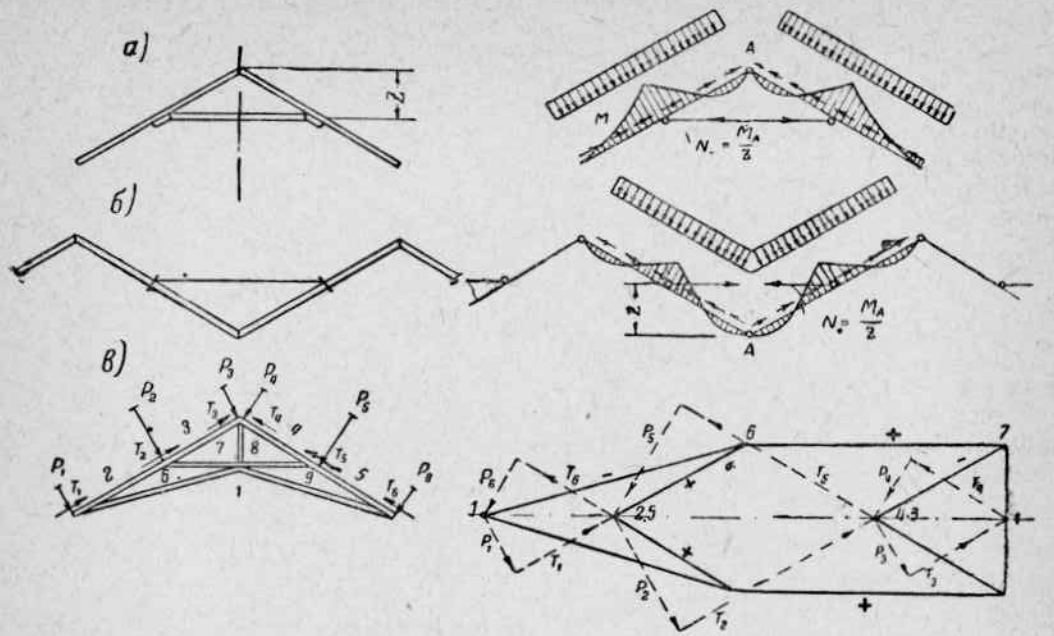


Рис. 328. Типы ребер жесткости и определение усилий в них



Рис. 329. Постановка затяжек ребер жесткости складчатого покрытия гаража

ций—ферм (рис. 328,*в*) или же в виде опрокинутых А-образных рам, состоящих из двух наклонных брусьев, соединенных растянутой металлической затяжкой (рис. 328,*б*).

Кровлю по граням складки рекомендуется делать чешуйчатого типа: этернитовую, из волнистой асбофанеры, из щитов, заранее оклеенных рубероидом, или из кровельного железа с продухами.

Возведение складок производится на поддерживающих лесах. Используя при сборке жесткие поперечные ребра, можно ограничиться устройством лесов под нижними концами ребер. На рис. 329 показано складчатое покрытие во время постройки, в момент постановки затяжек ребер жесткости.

Б. Расчет симметричных ребристых складок

Если допустить отсутствие у складки жестких поперечных ребер, то поперечные изгибающие моменты от нагрузки, распределенной по поперечному сечению складки (рис. 330, *а*), вызовут изгиб грани складки из ее плоскости, поскольку жесткость самой грани в этом направлении весьма мала. Благодаря наличию жестких ребер грань складки остается практически плоской. Только в случае приложения нагрузки, лежащей в плоскости

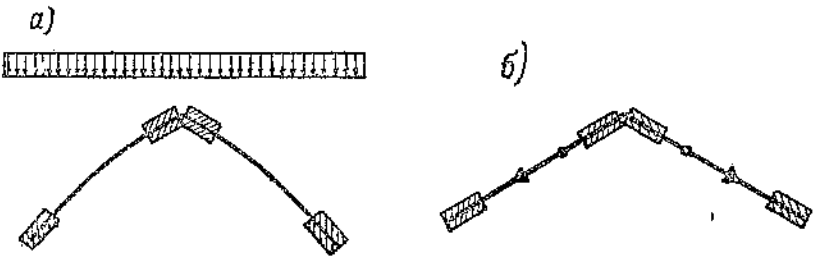


Рис. 330

а—изгиб поперечного сечения складки при отсутствии ребер жесткости; *б*—отсутствие изгиба поперечного сечения под действием сил, приложенных в плоскости граней

граней (рис. 330, *б*), отпала бы необходимость в устройстве жестких поперечных ребер. В действительности, основными нагрузками на складку являются вертикальные нагрузки, поэтому устройство жестких поперечных ребер всегда необходимо.

Линия касания смежных граней складок в расчете принимается за линейный шарнир. Таким образом в отличие от железобетонных складок как в коньке, так и в ендове деревянных складчатых покрытий не учитывается сопротивление изгибу в поперечном направлении. Также не учитывается сопротивление сдвигу и в продольном направлении линейного шарнира.

В расчете обычной двускатной складки при симметричной нагрузке вертикальная нагрузка на 1 *пог. м* одной грани (отрезок *АО* на рис. 331, *б*) раскладывается на нагрузку *АС* по направлению грани и *СО*—нормальную к ней. Нагрузка $AC = \frac{q}{2} \sin \alpha$ воспринимается непосредственно гранью складки, а составляющая $CO = \frac{q}{2} \cos \alpha$ полностью воспринимается ребром складки и передается с ребра на грани при помощи сдвигающих усилий, возникающих между гранью и ребром.

Величины этих сдвигающих усилий определяются из условия равновесия ребра. Обозначим расстояние между смежными ребрами через s. Нормальная к ребру нагрузка OC $s = \frac{q}{2} s \cos \alpha$, приложенная к правой и левой половинам ребра, уравновешивается суммой сдвигающих усилий ΣT (на каждой половине ребра), действующих между ребром и гранью. Из силового

треугольника COB, проектируя все силы на вертикальную ось, получим $CBs\sin\alpha = OCs\cos\alpha$; отсюда

$$\Sigma T = CBs = \frac{OCs\cos\alpha}{\sin\alpha} = \frac{qs\cos^2\alpha}{2\sin\alpha}. \qquad (1-46)$$

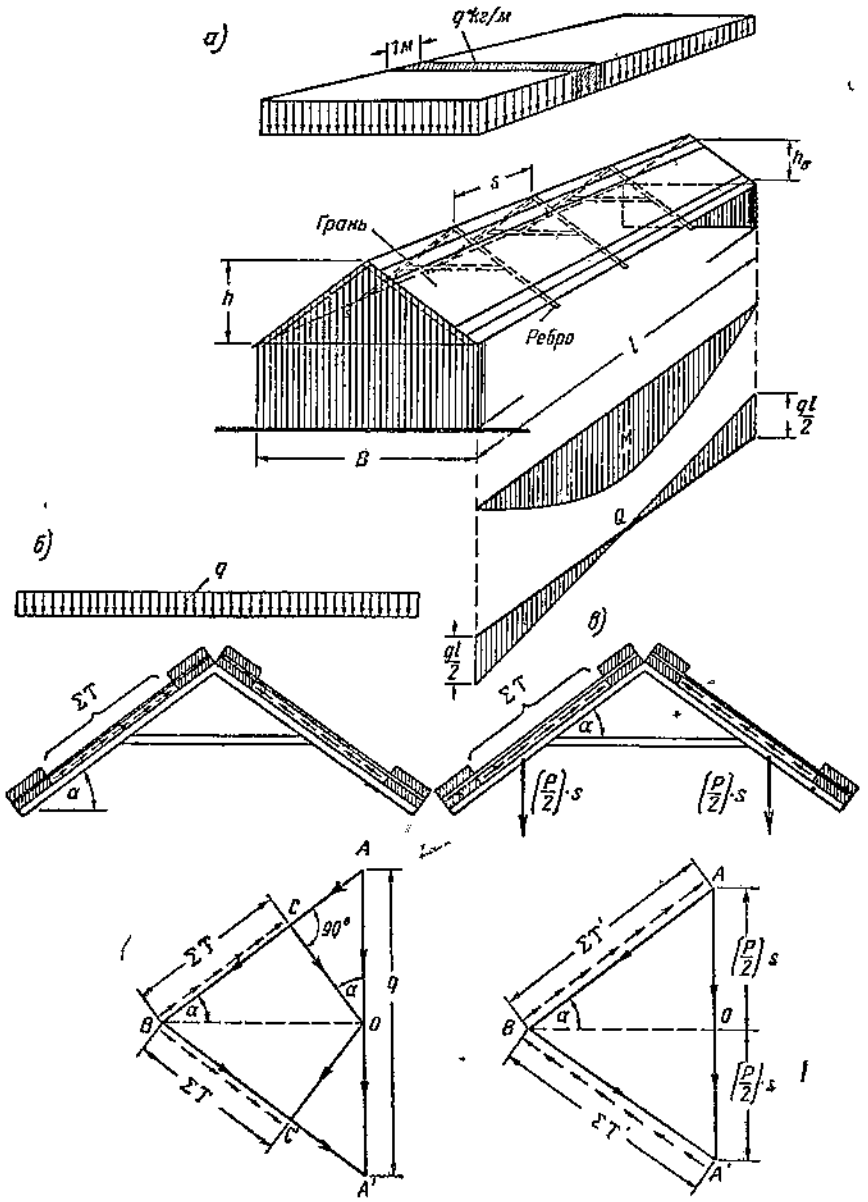


Рис. 331. Работа складки при симметричной нагрузке

Относя все силы к граням складки и учитывая нагрузку с 1 *пог. м* складки, можно, благодаря наличию жестких ребер, всю нагрузку q (в *кг* на 1 *пог. м* складки) раскладывать по направлению обеих граней складки и считать, что в плоскости каждой грани действует нагрузка $\frac{q}{2\sin\alpha}$, выраженная на рис. 331, *б* отрезком $AB = AC + CB$.

Сосредоточенные грузы прикладываются к складке через ребра (рис. 331, *в*) и передаются с ребра на каждую грань также при помощи сдвигающих усилий

$$\Sigma T' = \frac{P}{2 \sin \alpha} s. \qquad (2-46)$$

Работа грани на изгиб в ее плоскости в направлении пролета складки соответствует работе простой балки с перекрестной стенкой пролетом, равным пролету складки, и, следовательно, изгиб всей складки в целом, состоящий из двух граней, вызовет в гранях усилия и напряжения такие же, как и в балке уголкового профиля (рис. 331, *а*).

Усилие в поясах:

$$N = \frac{M}{2h_0}, \qquad (3-46)$$

где h_0 — расстояние по вертикали между осями поясов.

Напряжение в нижнем поясе грани определяется с учетом ослабления его сечения стыками и нагелями:

$$\sigma = \frac{N}{F_{нт}}. \qquad (4-46)$$

Напряжение в верхнем поясе при наличии фонаря (рис. 327) проверяется как в сжато-изогнутом составном стержне длиной, равной расстоянию между ребрами. Изгибающий момент в верхнем поясе (из плоскости грани) учитывается при этом от нормальной к грани составляющей нагрузки, приходящейся на верхний пояс.

Сдвигающие усилия, воспринимаемые косыми настилами, и напряжение в сжатом косом настиле определяются так же, как в гвоздевой двутавровой балке. В растянутом косом настиле при наличии по его длине стыков учитывается ослабление от стыков; обычно $F_{нт}$ принимается равным $0{,}5\,F_{бр}$.

Гвоздевой забой в нижнем поясе грани определяется из условия перекрытия стыков по действующему в стыке моменту M и проверяется из условия восприятия сдвигающих усилий Q у опор.

Гвоздевой забой в верхнем поясе, определенный по условию восприятия сдвигающих усилий, может потребовать при наличии фонаря увеличения числа гвоздей при проверке напряжения в верхнем поясе как в сжато-изогнутом элементе, не закрепленном из плоскости грани на длине, равной расстоянию между ребрами.

Гвоздевой забой в перекрестной стенке определяется из условия перекрытия стыков в растянутом косом настиле, а также из условия продольного изгиба сжатого косого настила, как в гвоздевой балке.

Ребро складки, находящееся в равновесии под действием нормальной к грани составляющей внешней нагрузки и реактивных сдвигающих усилий ΣT, рассчитывается как соответственная плоская система (рис. 328).

Гвозди, скрепляющие ребро с косой стенкой грани, рассчитываются на полное восприятие усилий $\Sigma T = T_1 + T_2 + T_3 + \cdots$

Прикрепление грани складки к опорной диафрагме производится через косую стенку тоже при помощи гвоздей. Сдвигающая сила, на которую рассчитываются эти гвозди, представляет собой составляющую всей опорной реакции по направлению грани:

$$\Sigma T = \frac{A}{2 \sin \alpha}. \qquad (5-46)$$

Расчет опорной диафрагмы, находящейся под воздействием сил ΣT, A и местной нагрузки $q\frac{s}{2}$, производится как для плоской системы.

Несимметричная нагрузка, действующая на складку, например груз p *кг/м* складки на рис. 332, линейно приложенный по ее длине, вызовет кручение складки относительно центра кручения O'. Жесткость складки на кручение принимается равной нулю.

Для уменьшения поворота обеих граней при кручении по краю одной грани складки, у каждого ребра, ставятся вертикальные стойки, шарнирно соединенные с ребрами и фундаментом (рис. 326, 332). В стойках возникнут усилия X, растягивающие стойки при положении груза на правой грани и сжимающие их при положении груза на левой грани. Величина усилия X определяется из условия $X\frac{B}{2} = psa^*$ (рис. 332), откуда

$$X = \frac{2aps}{B}. \qquad (6-46)$$

В результате складка будет находиться на участке s под действием сил ps и X, равнодействующая которых проходит через точку O'. В плоскости каждой грани будут действовать равные усилия AE и DE (рис. 332).

Так же как в ранее рассмотренном случае симметричной нагрузки, часть усилия AE, равная AC, воспримется непосредственно гранью складки, а усилие CE передастся на грань при помощи сдвигающих усилий в месте соприкасания ребра с гранью.

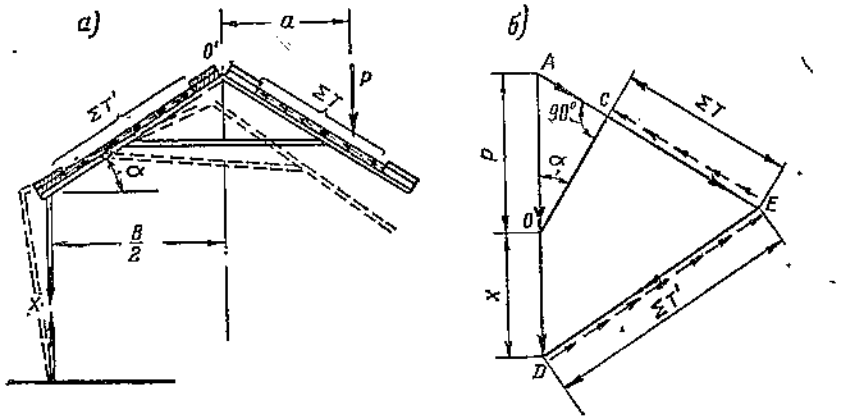


Рис. 332. Работа складки при несимметричной нагрузке

Усилие DE в левой грани полностью передается с ребра на грань при помощи сдвигающих усилий между ребром и гранью, так как вся сила X приложена к ребру.

При симметричной нагрузке, согласно основной предпосылке о нулевой жесткости складки при кручении, усилие в стойке будет равно нулю, а усилия в гранях и ребрах будут такими же, как при отсутствии стоек.

При многорядовом решении складчатого покрытия взаимная поддержка соседних складок при кручении позволяет обойтись без постановки стоек.

ГЛАВА IV

СВОДЫ-ОБОЛОЧКИ

§ 47. ОБЩАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА СВОДОВ-ОБОЛОЧЕК

Свод-оболочка представляет собой покрытие цилиндрической (рис. 333) или конической формы, опертое на торцовые стены и обладающее свободой смещения продольных краев в вертикальном направлении; в горизонтальном направлении продольные края сводов-оболочек требуют закрепления лишь в тонкостенных решениях, т. е. в случае малой жесткости краев свода в поперечном направлении.

---

* Здесь s—попрежнему расстояние между соседними ребрами.

В сводах-оболочках отсутствует распор, свойственный сводам, опертым по продольным сторонам; поэтому первые не требуют устройства ни затяжек, ни контрфорсов.

Неизменяемость сводов-оболочек определяется пространственной жесткостью криволинейной пластинки, составленной из нескольких перекрестных слоев досок, сшитых гвоздями.

Свод-оболочка состоит из следующих основных элементов: а) продольного настила; б) двух косых перекрестных настилов и в) поперечных элементов: арочек и ребер (рис. 335, 336).

Пространственное распределение усилий и совместная работа всех входящих в состав сводов-оболочек элементов, продольных и косых настилов, ребер жесткости и т. д. определяет собой высокую экономичность конструкции по затрате лесоматериалов.

Рабочие элементы сводов-оболочек состоят из большого количества совместно работающих досок и брусков, сбитых между собой гвоздями; поэтому наличие дефектов в отдельных досках или брусках (сучки, косослой и пр.) не может повлечь за собой разрушения всей конструкции, поскольку слабые места благодаря перераспределению усилий компенсируются небольшой перегрузкой смежных элементов. Этим определяется повышенная надежность конструкции.

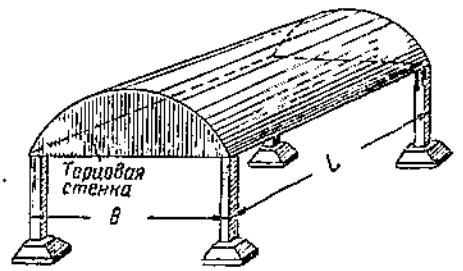


Рис. 333. Свод-оболочка

Своды-оболочки являются конструкциями построечного изготовления; при рациональном проектировании они просты в работе и при тщательном техническом надзоре не требуют высококвалифицированной рабочей силы.

Поскольку своды-оболочки являются совмещенными конструкциями, при их проектировании, возведении и эксплоатации должно быть обращено особенно большое внимание на обеспечение мероприятий по борьбе с гниением путем антисептирования настилов, применения негниющих и негорящих или не поддерживающих горения утеплителей (пенобетон, фибролит) и обеспечения надежной водонепроницаемости кровельного покрытия.

В утепленных решениях сводов-оболочек в качестве термоизоляции могут быть использованы сами настилы (рис. 340). В случае применения термоизоляционных плит последние иногда располагаются с внутренней поверхности сводов-оболочек между специально поставленными прогонами или арочками. Ввиду опасности конденсационного увлажнения конструкции такое решение может быть допущено только над сухими помещениями (влажность воздуха $\leqslant 40\%$).

Кровля по сводам-оболочкам применяется как железная по обрешетке (рис. 340), так и рубероидная, приклеенная к антисептированному «защитному» настилу на клебемассе.

Своды-оболочки подразделяются на: а) р е б р и с т ы е и б) т о н к о с т е н н ы е и применяются преимущественно в большепролетных (30—60 *м*) покрытиях, не допускающих опирания на продольные стены (ангары, гаражи и т. д.), а также для покрытия зданий производственных помещений, складов и т. п.

Нормальной схемой покрытия сводом-оболочкой является однорядовое решение с продольным расположением оси свода-оболочки (схема 6а табл. 20).

В зданиях большой длины своды-оболочки могут применяться в виде многорядового решения при расположении отдельных оболочек в поперечном направлении по отношению к продольной оси здания (схема 6б табл. 20).

В случае наличия продольных стен, не несущих самого свода, рекомендуется устройство горизонтального открылка, несколько отодвинутого от продольного края свода-оболочки, для свободного опускания его под нагрузкой.

§ 43. РЕБРИСТЫЕ СВОДЫ-ОБОЛОЧКИ[1]

А. Общие сведения

Основными элементами ребристого свода-оболочки являются (рис. 334):

1) собственно о б о л о ч к а, состоящая из одного слоя продольного настила и двух слоев косых настилов, сплошных или разреженных, уложенных под углом 45° к продольному настилу и 90° между собой, имеющая по краям и в шелыге пояса—утолщения (увеличение количества слоев досок продольных настилов), воспринимающие по краям растягивающие и в шелыге сжимающие усилия;

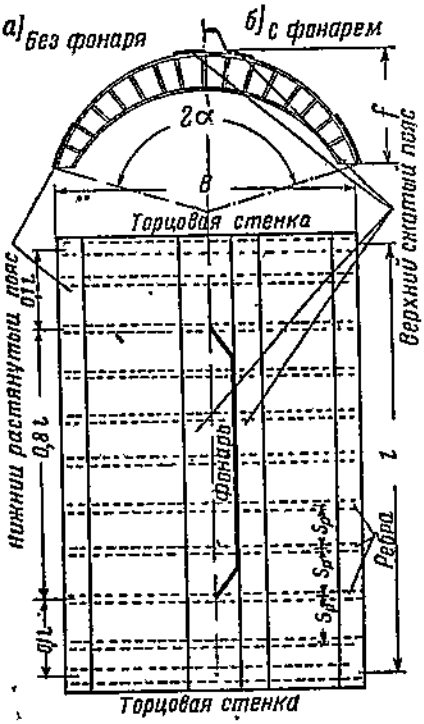


Рис. 334. Основные элементы ребристого свода-оболочки

2) ж е с т к и е р е б р а из криволинейных серповидных брусьев составного сечения со сплошной или решетчатой стенкой, подвешенные по всей длине к своду-оболочке;

3) т о р ц о в ы е с т е н к и.

Жесткость свода-оболочки в продольном направлении определяется большим моментом инерции поперечного сечения свода-оболочки, а в поперечном направлении—жесткостью ребер. Ребра препятствуют горизонтальному смещению краев свода-оболочки от вертикальной (собственный вес, снег) или горизонтальной (ветер) нагрузки. Жесткие ребра позволяют достаточно просто устраивать в шелыге сводов-оболочек прорезы для вентиляционного или светового фонаря, а также осуществлять подвеску сосредоточенных грузов.

Использование ребер в виде монтажных арок существенно упрощает сборку ребристых сводов-оболочек и уменьшает затраты на вспомогательные леса.

Благодаря наличию жестких ребер ребристые своды-оболочки могут иметь любые поперечные очертания—по кругу, эллипсу, параболе или коробовой кривой. Из производственных и конструктивных соображений предпочтение отдается круговому очертанию.

Рекомендуется придерживаться следующих основных габаритных размеров ребристых сводов-оболочек кругового очертания (рис. 334):

$$\frac{l}{B} \geqslant 4; \quad \frac{f}{l} \geqslant \frac{1}{6} \div \frac{1}{8}; \quad 2\alpha \geqslant 90°.$$

Б. Описание элементов конструкции

1. Продольные и косые настилы

Толщина продольного и косых настилов определяется по расчету; в случае же использования настилов в качестве термоизоляции общая толщина продольных и косых настилов назначается из теплотехнических соображений. Толщина досок продольных настилов обычно назначается 2,5—6,0 *см*, косых 1,9—3,0 *см*.

---

[1] Ребристый свод-оболочка был предложен и разработан в СДК ЦНИПС Ершовым П. Н., Каганом М. Е., Карлсеном Г. Г., Коченовым В. М., Лепяшиным А. В., Цыпленковым И. А.

Стыки досок продольных и косых настилов делаются вразбежку с перепуском на $^1/_2$ (рис. 341) или $^1/_3$ длины доски.. Последнее можно рекомендовать только при длинных досках.

Стыки досок продольного настила следует располагать на ребрах или вспомогательных арочках. Стыки верхнего и нижнего косых настилов не должны совпадать (рис. 341).

Перекрытие стыков нижнего растянутого пояса оболочки осуществляют расположением стыков вразбежку послойно, т. е. перепуская один слой досок относительно другого на $^1/_2$ или $^1/_3$ длины доски (рис. 337, *а*, *б*).

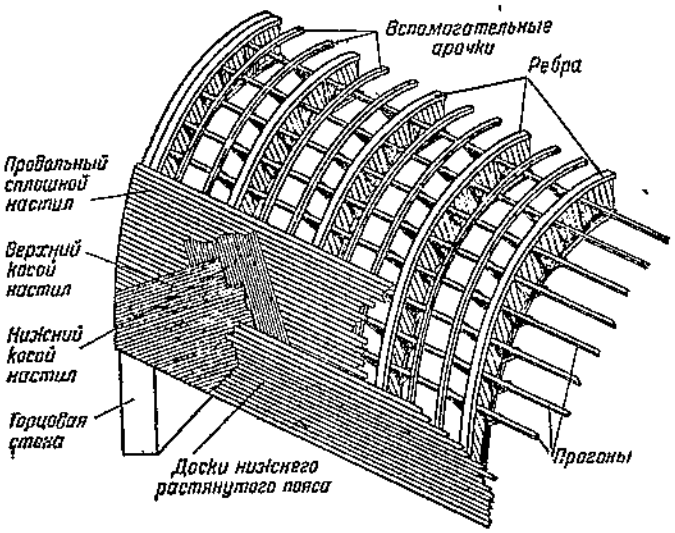


Рис. 335. Общий вид конструкции ребристого свода-оболочки при устройстве вспомогательных арочек и прогонов

При устройстве растянутого пояса из двух слоев перекрытие стыков может быть осуществлено с помощью боковых накладок (рис. 341), располагаемых в пределах расстояния между ребрами. Во всех случаях послойного перекрытия стыков в пределах каждого слоя стыки досок должны размещаться в одном сечении, а не вразбежку; смещение стыков как послойно, так и в плоскости оболочки приводит к производственным затруднениям и часто к весьма опасным ошибкам.

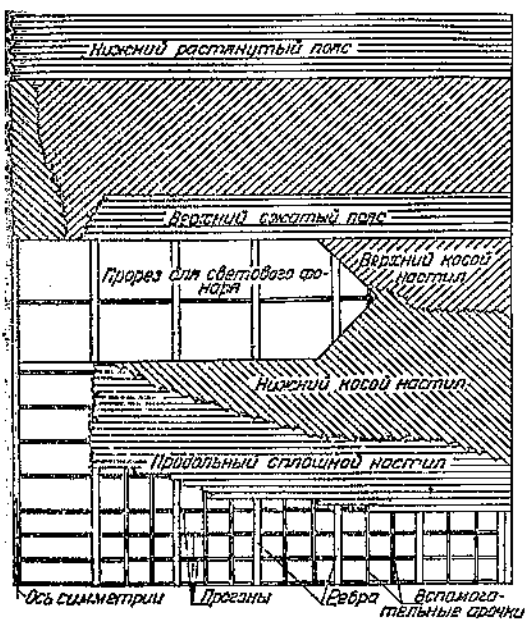


Рис. 336. Развертка ребристого свода-оболочки

Перекрытие стыков в растянутой части продольного настила, располагаемого между поясами, осуществляется путем передачи усилия со стыкуемой доски на соседние через косые настилы.

В некоторых случаях при больших пролетах растянутые части продольного настила выполняются двухслойными с послойным перекрытием стыков на половине длины доски.

Настилы верхнего сжатого пояса и сжатой части продольного настила, расположенного между поясами, при тщательной приторцовке досок в стыках специального перекрытия стыков не требуют; однако, для увеличения жесткости из плоскости верхнего пояса желательно располагать отдельные слои досок вразбежку. Так как в некоторых случаях жесткость верхнего сжатого пояса при его работе на продольный изгиб в пределах длины между ребрами является недостаточной, то необходимо прибегать к специальному его усилению продольными фермочками, располагаемыми между ребрами (рис. 338). При небольших пролетах ($l = 20 \div 30$ *м*) и при холодных решениях сводов продольные настилы в средних зонах, т. е. вне поясов, и косые настилы можно делать разреженными.

2. Ребра

Ребра имеют двоякое назначение: а) участвуя в основной работе свода-оболочки, они воспринимают изгибающие моменты в поперечном направлении и обеспечивают неизменяемость сечения оболочки;

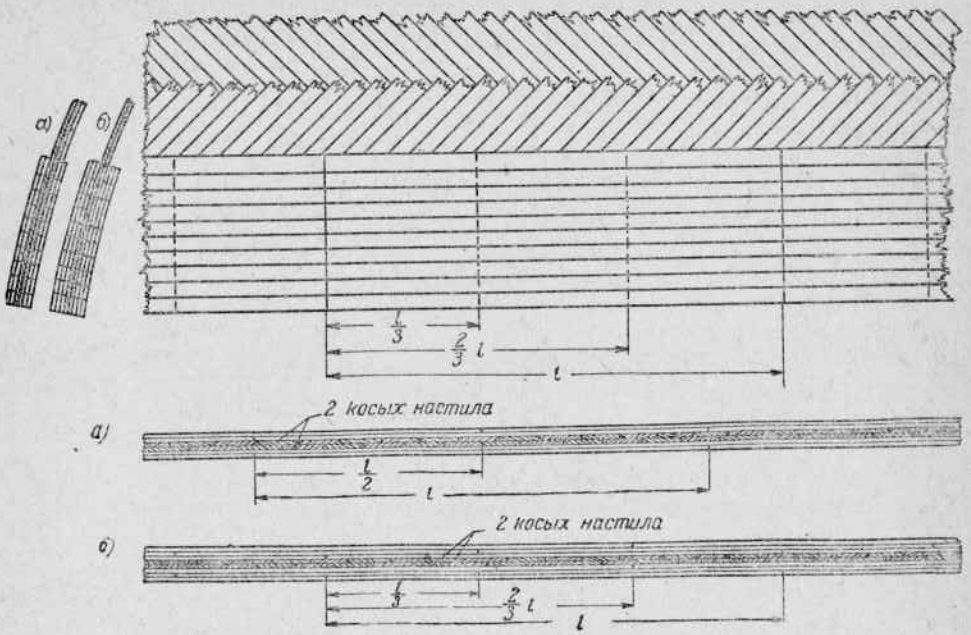


Рис. 337. Перекрытие стыков досок растянутого пояса:
а—на 1/2 длины доски; *б*—на 1/3 длины доски

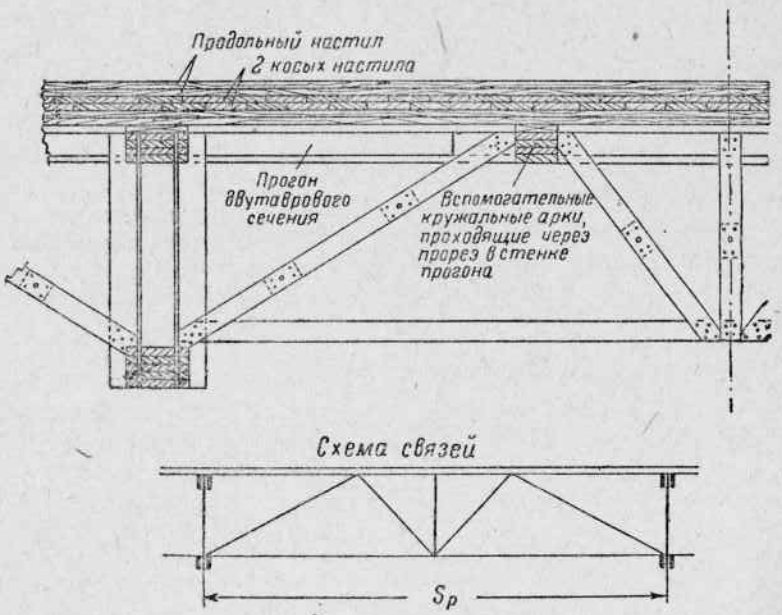


Рис. 338. Связи для увеличения жесткости сжатого пояса свода-оболочки и обеспечения устойчивости ребра жесткости

б) при сборке оболочки ребра работают как балки или двухшарнирные арки (в зависимости от характера их опирания), воспринимая нагрузку от прогонов, настилов и прочих вышележащих элементов конструкции, заменяя собой дорогостоящие леса по всей площади перекрытия.

Обычно ребра делаются серповидного очертания, так как эта форма наиболее соответствует эпюре действующих в ребре изгибающих моментов, и располагаются на взаимном расстоянии 2—6 *м*.

Поперечное сечение ребра может быть коробчатым или двутавровым со сплошной дощатой или решетчатой стенкой. Возможно осуществление ребер и со стенкой из водостойкой фанеры.

Ввиду того что нижний пояс ребер жесткости в основной работе свода-оболочки сжат, необходимо для предупреждения продольного изгиба из его плоскости устанавливать подкосы, прикрепляемые к нижнему поясу ребра и к уложенным по ребрам жесткости прогонам (рис. 339, *а*).

При частой расстановке ребер через 3,0—3,2 *м* и устройстве парных ребер, связанных между собой по низу сплошной стенкой или

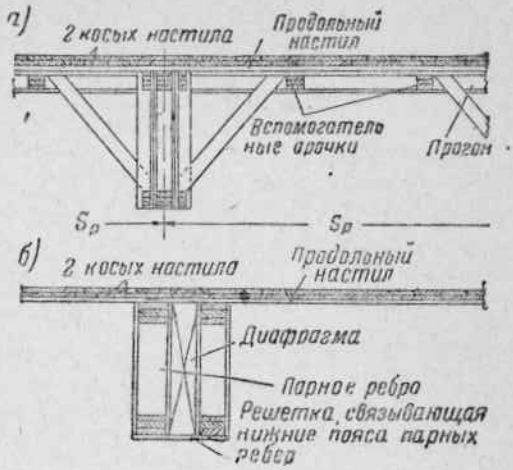


Рис. 339

а—закрепление нижнего пояса ребра свода-оболочки подкосами; *б*—парные ребра

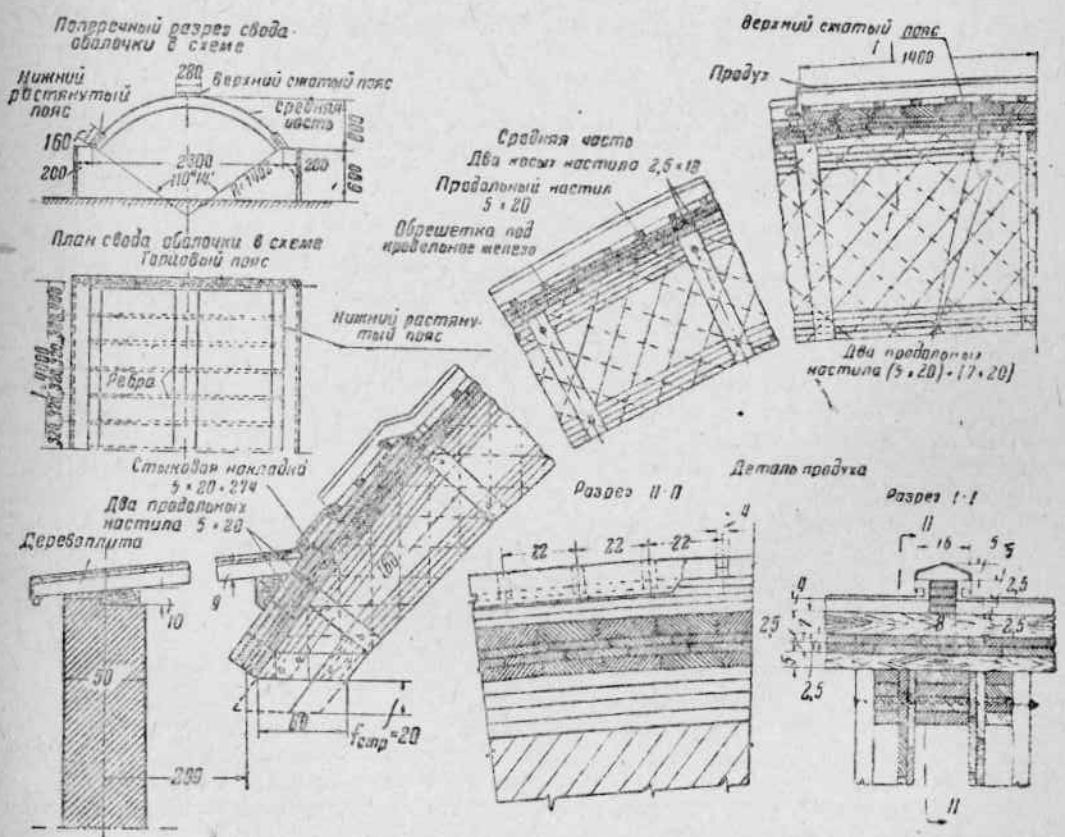


Рис. 340. Ребристый свод-оболочка $l = 40$ *м*, $B = 27$ *м*

решеткой (рис. 339, *б*), устойчивость сжатого пояса ребра на продольный изгиб из его плоскости может оказаться достаточной и без устройства связей в виде подкосов.

3. Прогоны и вспомогательные арочки

Прогоны цельного (из брусьев) или составного двутаврового сечения служат для предотвращения продольного изгиба сжатой части продольных настилов сводов-оболочек, а также для облегчения их монтажа без лесов. Обычно они располагаются между ребрами через 1,5—2,0 *м* друг от друга. Прогоны используются также для прикрепления к ним подкосов, служащих для уменьшения свободной длины сжатого нижнего пояса ребра (рис. 335, 336 и 339, *а*).

При большом расстоянии между ребрами (5,0—6,0 *м*) по прогонам укладываются через 1,25—1,5 *м* друг от друга вспомогательные арочки, уменьшающие рабочий пролет настила (рис. 335, 336 и 339, *а*).

Вспомогательные арочки выполняются обычно из досок, уложенных плашмя друг на друга (рис. 339, *а*) и прошитых гвоздями в изогнутом по окружности положении.

При частой расстановке ребер (через 3—3,2 *м*) отпадает необходимость в устройстве промежуточных арочек, поскольку монтаж свода-оболочки в этом случае можно вести по утолщенному продольному настилу, уложенному непосредственно по ребрам жесткости (рис. 340).

4. Торцовые стенки и способы прикрепления к ним сводов-оболочек

Примыкание свода-оболочки к торцовой стенке может быть выполнено одним из следующих способов:

а) непосредственным прикреплением оболочки к торцовой стенке;
б) устройством «сжато-растянутого» пояса на торцовой стенке;
в) устройством р а с т я н у т о г о пояса.

Первый тип прикрепления конструктивно осуществим только при небольших касательных усилиях, возникающих в месте примыкания свода-оболочки к торцовой стенке, и только при наличии соответственно сконструированного деревянного верхнего пояса торцовой стенки.

При значительных сдвигающих усилиях приходится прибегать к устройству специального сжато-растянутого пояса (рис. 343).

В этом случае настилы свода-оболочки прикрепляются к пакету досок из 4—6 слоев, уложенному в изогнутом виде по круговому очертанию торцовой стенки и опирающемуся пятами в нижней части стенки.

Доски сжато-растянутого пояса располагаются симметрично по отношению к настилам свода-оболочки по 2—3 слоя с каждой стороны; стыки досок устраиваются вразбежку с перекрытием на $^1/_2$ или $^1/_3$ длины доски. Сжатая часть сжато-растянутого пояса, во избежание выпучивания ее, прикрепляется к торцовой стенке болтами.

Растянутый пояс, не имеющий опоры в пятах, благодаря большим растягивающим усилиям, возникающим в нем, получается соответственно большего поперечного сечения; он находит применение лишь при невозможности или затруднительности восприятия стенкой распора или вертикальной составляющей давления сжато-растянутого пояса.

По конструкции растянутый пояс аналогичен сжато-растянутому (рис. 343).

Торцовые стенки могут быть выполнены из дерева, железобетона или камня.

Деревянная торцовая стенка применяется в виде каркасной стены (рис. 343) фермы или трехшарнирной арки со сплошной или решетчатой стенкой, к верхнему поясу которых крепятся одним из описанных способов настилы сводов-оболочек.

При устройстве торцовой стены из кирпича или железобетона сжато-растянутый или растянутый пояс свода-оболочки укладывается на антисептированные подкладки и прикрепляется к торцовой стене анкерными болтами.

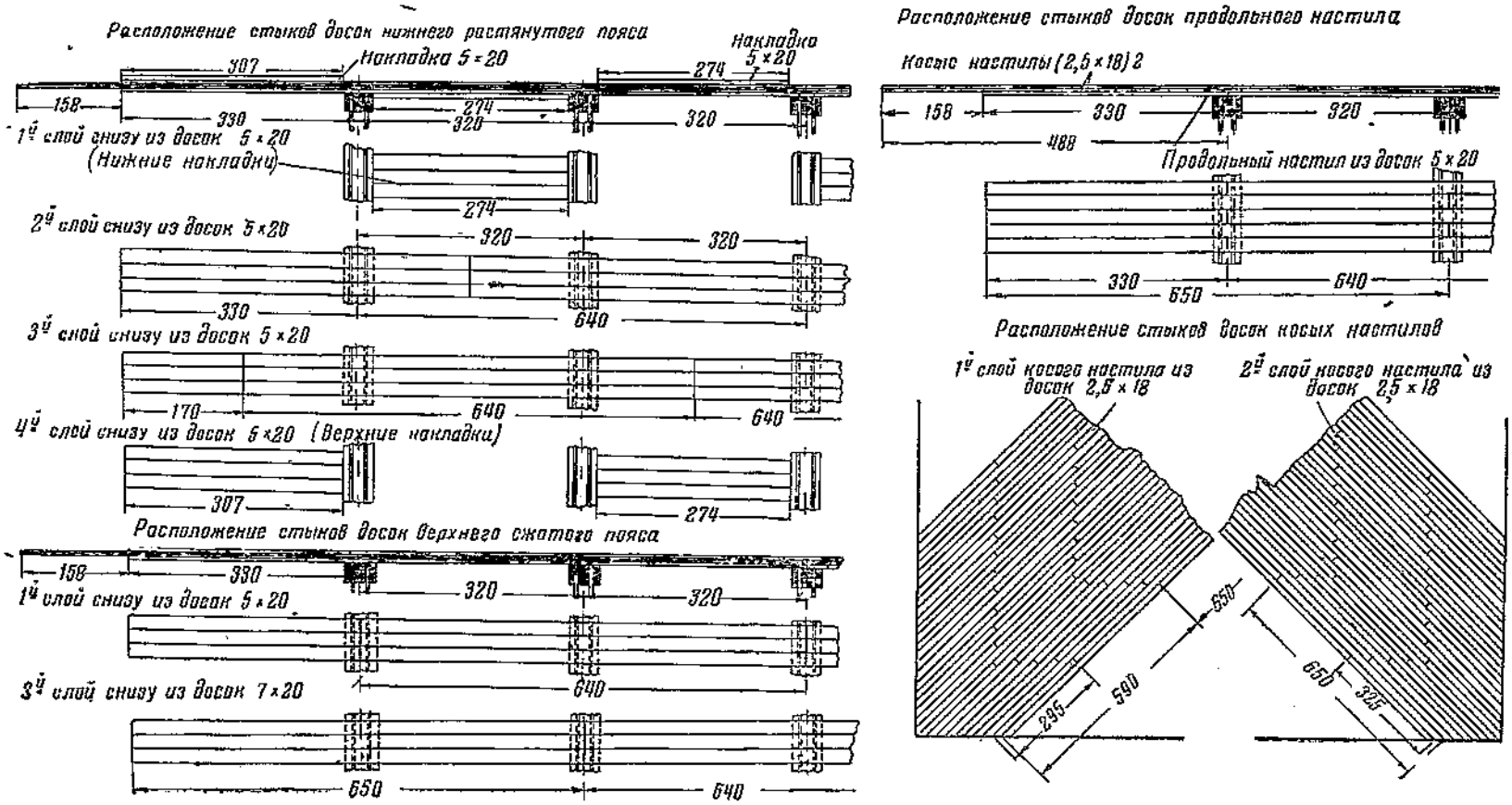


Рис. 341. Расположение стыков в ребристом своде-оболочке $l = 40$ м, $B = 27$ м

5. Гвоздевой забой

Гвозди, служащие для взаимного скрепления всех элементов сводов-оболочек, применяются обычно диаметром 4—6,5 *мм* и длиной 80—225 *мм*.

Количество гвоздей и их расстановка определяются расчетом. Гвозди должны пробивать всю толщину настилов; не рекомендуется применять по-

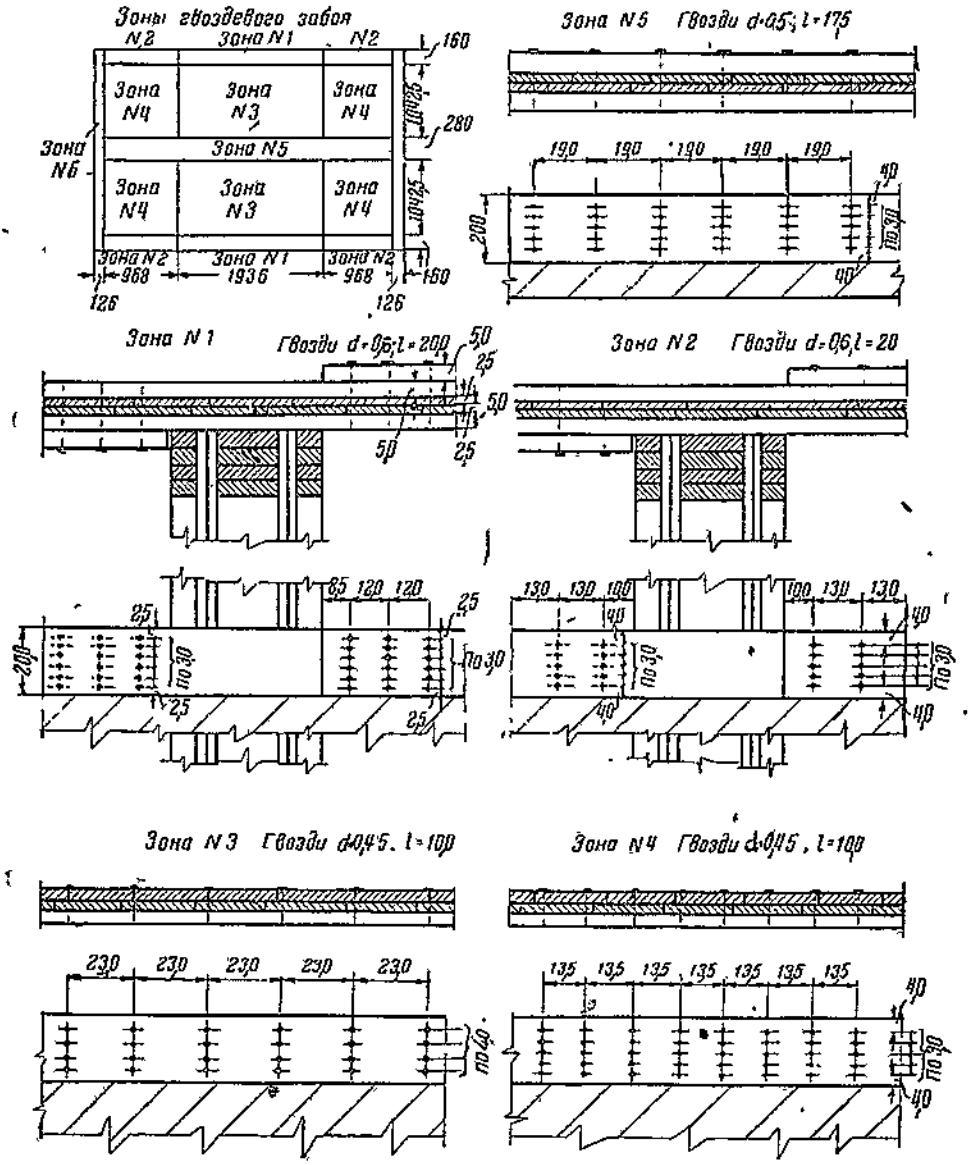


Рис. 342. Гвоздевой забой в ребристом своде-оболочке $l = 40$ *м*, $B = 27$ *м*

слойную забивку гвоздей, так как это затрудняет производство работ и проверку правильности гвоздевого забоя.

Если толщина нижнего растянутого пояса больше 225 *мм*, следует перейти от забивки обычных проволочных гвоздей к постановке тонких нагелей диаметром 8—10 *мм* или к забивке большемерных гвоздей со специальной заточкой.

Фонари для верхнего света, вентиляционные отверстия, люки и т. п. размещаются обычно в шелыге сводов-оболочек (рис. 334). В этом случае верхний сжатый пояс располагается симметрично по обе стороны фонаря. Длину фонарного прореза следует устраивать не более 0,8 l, оставляя нетронутыми (не менее 0,1 l) участки, прилегающие к торцовым стенкам.

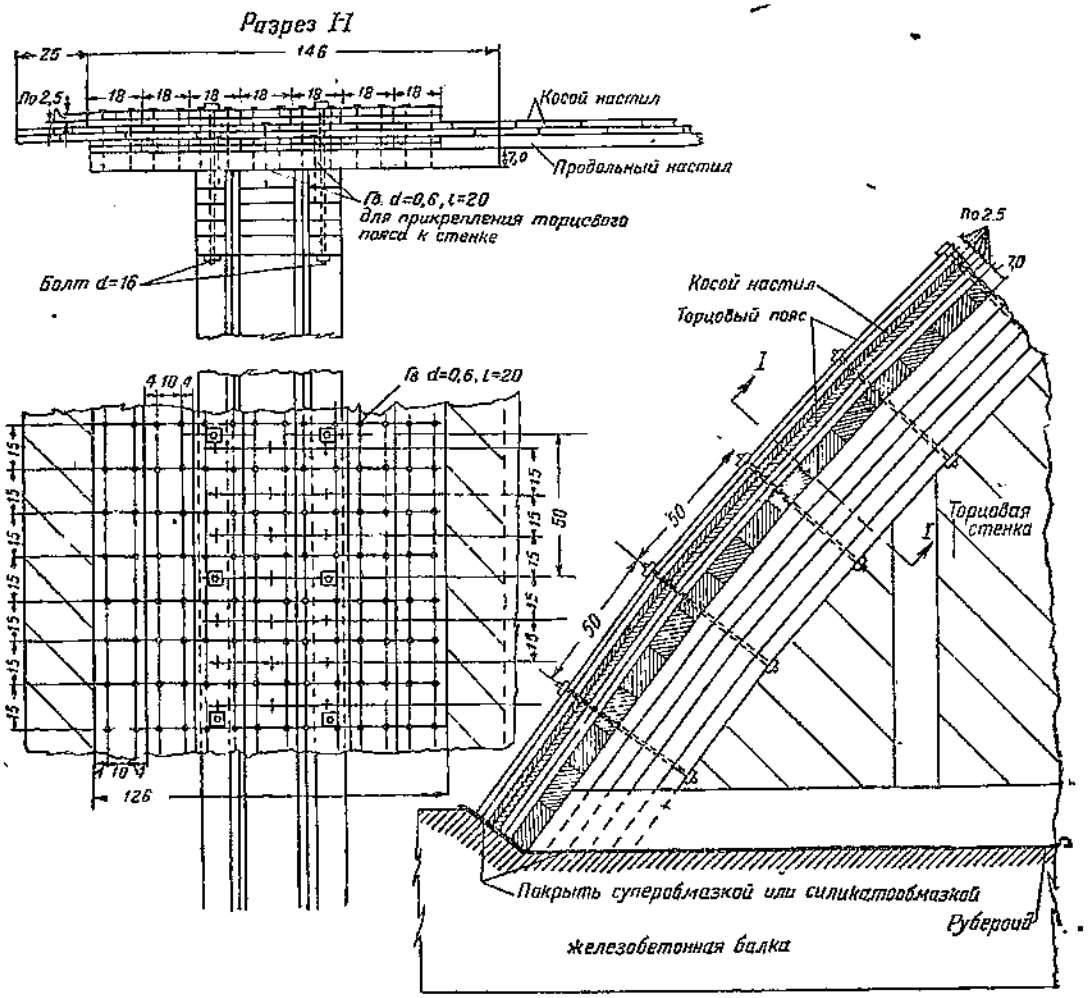


Рис. 343. Торцовый пояс ребристого свода-оболочки $l = 40$ м, $B = 27$ м

Ребра без ослабления пропускаются через прорезь для фонаря; вспомогательные арочки в фонаре прерываются. При устройстве фонаря следует обращать особое внимание на устойчивость сжатого пояса в месте примыкания его к проему, так как в этом месте сжатый настил свода-оболочки утрачивает часть пространственной жесткости, и кроме того свободный край сжатого пояса, помимо сжимающей силы, нагружен собственным весом фонаря.

В. Расчет ребристых сводов-оболочек

При расчете принимается следующее распределение внутренних усилий между элементами оболочки:

а) нормальные продольные усилия N_1 воспринимаются продольным настилом и усиленными (в поясах) частями его;

б) сдвигающие усилия T—двойным косым настилом;

в) изгибающие моменты M_2 и нормальные усилия N_2, действующие в поперечном направлении,—ребрами.

Работой самой оболочки в поперечном направлении обычно пренебрегают ввиду большой жесткости ребер.

Опытным путем установлено, что ребристую свод-оболочку можно рассматривать как конструкцию с недеформирующимся поперечным сечением в том случае, если при свободно висящих краях (бортах) расчетный момент инерции ребра, определяемый как для составной балки, равен:

$$J_p \geqslant \frac{s_p B^3}{4 \cdot 10^6}, \qquad (1-48)$$

а при наличии закрепления нижнего края свода-оболочки в горизонтальном направлении

$$J_p \geqslant \frac{s_p B^3}{9 \cdot 10^6}. \qquad (2-48)$$

В обоих формулах B—ширина свода-оболочки, s_p—расстояние между ребрами.

В этом случае при симметричном загружении ребристую свод-оболочку можно рассчитывать как балку корытного профиля на изгиб, а при несимметричном загружении—на изгиб и кручение.

Если момент инерции ребра меньше указанных величин, свод-оболочку следует рассчитывать по методам теории упругости, позволяющим учесть влияние податливости ребер на распределение нормальных и касательных усилий в своде-оболочке. Наиболее употребительным и простым является метод, предложенный проф. В. З. Власовым[1].

Поскольку в поперечном направлении жесткость свода-оболочки определяется, главным образом, моментом инерции ребер, то расчет в последнем случае можно вести по приведенной (для поперечного направления) толщине свода-оболочки, определяемой по формуле:

$$h_{прив} = \sqrt{\frac{12 J_p}{s_p}}. \qquad (3-48)$$

В дальнейшем излагается расчет ребристых сводов-оболочек при симметричной и несимметричной нагрузках с учетом недеформируемости контура поперечного сечения.

1. Статический расчет ребристого свода-оболочки при симметричной нагрузке

Для предварительного подбора сечения свода-оболочки внутренние усилия можно определить, пренебрегая работой средней части продольных настилов и учитывая только верхний и нижний пояса, в предположении равномерного распределения напряжений по высоте поясов (рис. 344).

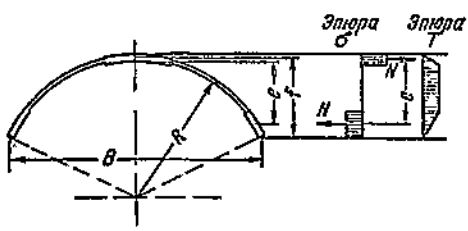


Рис. 344

В этом случае:

$$\pm N_{\max} = \frac{M_{\max}}{e}, \qquad (4-48)$$

где N_{max} — полное максимальное нормальное усилие, действующее в верхнем и нижнем поясах;

e — плечо внутренней пары, равное расстоянию между центром тяжести верхнего и нижнего элементов; размер e может быть принят равным $\sim 0{,}8f$.

[1] См. [119], [120].

Сдвигающие усилия T на единицу длины свода определяются приближенно по формуле:

$$T=\frac{Q}{e}, \qquad (5—48)$$

где Q — поперечная сила в данном сечении.

Максимальные нормальные напряжения в верхнем и нижнем поясах определяются по формулам:

$$\sigma_p=\frac{+N_{\max}}{F_{нт}}\leqslant[\sigma_p]; \qquad (6—48)$$

$$\sigma_c=\frac{-N_{\max}}{F_{бр}\varphi}\leqslant[\sigma_c]. \qquad (7—48)$$

Здесь $F_{нт}$ — площадь нетто досок нижнего растянутого пояса с учетом его ослабления стыками и гвоздями;

$F_{бр}$ — площадь верхнего сжатого пояса;

φ — коэфициент уменьшения допускаемых напряжений на сжатие при учете продольного изгиба сжатого пояса, согласно указаниям Н и ТУ.

Максимальные напряжения в растянутом и сжатом косом настиле определяются по $Q_{\max}$ на опоре, пользуясь формулами (87—48) и (88—48).

При таком предварительном расчете допускаемые напряжения необходимо понижать на 20—25%, так как нормальные напряжения по поперечному сечению свода-оболочки в действительности изменяются по линейному закону и действительные краевые напряжения больше вычисленных по формулам (6—48) и (7—48).

Уточненное определение статического момента, моментов инерции и моментов сопротивления кругового свода-оболочки

В расчет вводим только продольные настилы с учетом их ослабления в растянутой зоне стыками и гвоздями.

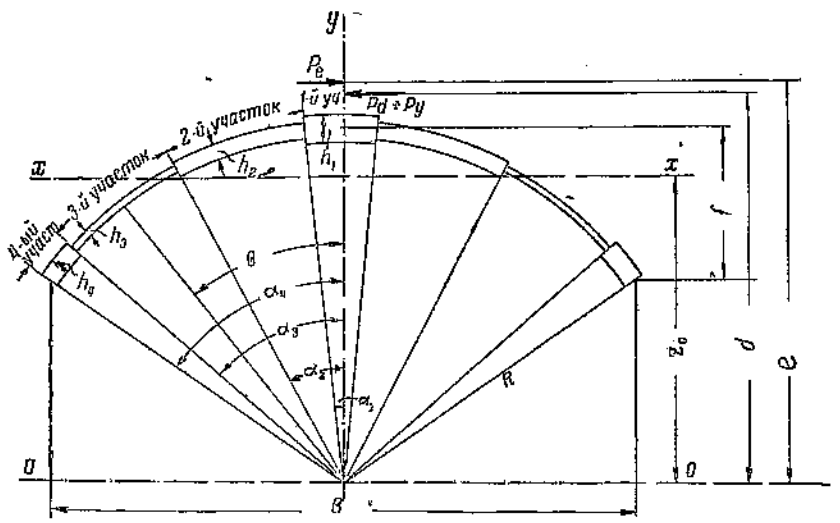


Рис. 345. Схема поперечного сечения свода-оболочки, принимаемая при его расчете

В сжатой зоне ослабление стыками и гвоздями не учитываем, так как сжатые стыки осуществляются впритык с плотной приторцовкой, а ослабление гвоздями составляет 10—15% $F_{бр}\leqslant 25\%\ F_{бр}$ (см. § 19 Н и ТУ).

Поперечное сечение свода-оболочки делим на 4 участка (рис. 345): 1-й участок—сжатый пояс, 2-й участок—сжатая часть продольного настила,

3-й участок—растянутая часть продольного настила, 4-й участок—растянутый пояс.

Так как положение нейтральной оси свода-оболочки заранее неизвестно, то приблизительную длину 2-го и 3-го участков назначаем путем деления расстояния по дуге между сжатым и растянутым поясом на две равные части.

Площадь ослабления гвоздями в растянутом поясе (участок 4) можно приблизительно принять 0,15÷0,20 F, а в растянутой части продольного настила (участок 3) 0,10 F; здесь F—площадь поперечного сечения продольных досок на 3-м и 4-м участках с учетом ослабления стыками.

Статический момент элементарного отрезка кругового кольца постоянной толщины h относительно диаметра $O—O$ (рис. 346) определится по формуле:

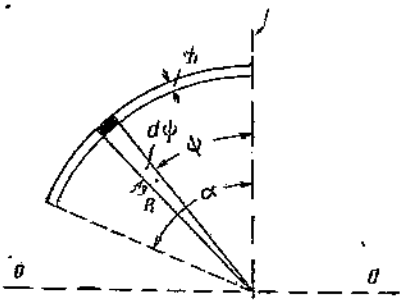


Рис. 346.

$$dS_0 = Rhd\psi R\cos\psi = R^2h\cos\psi d\psi.$$

Интегрируя, находим:

$$S_0 = \int_0^{\alpha} R^2h\cos\psi d\psi = R^2h\sin\alpha. \qquad (8—48)$$

Момент инерции элементарного отрезка кольца относительно его диаметра:

$$dJ_0 = Rd\psi hR^2\cos^2\psi = R^3h\cos^2\psi d\psi.$$

Интегрируя, находим:

$$J_0 = \int_0^{\alpha} R^3h\cos^2\psi d\psi = \frac{R^3h}{2}(\alpha + \sin\alpha\cos\alpha) = \frac{FR^2}{2} + \frac{R^3h}{2}\sin\alpha\cos\alpha. \qquad (9—48)$$

Здесь F—площадь отрезка кругового кольца, равная αRh.

Решив задачу для кругового кольца, перейдем к действительному сечению оболочки (рис. 345).

Площадь поперечного сечения оболочки переменной толщины по дуге круга (рис. 345) можно представить в виде:

$$F = 2R[\alpha_4h_4 + \alpha_3(h_3 - h_4) + \alpha_2(h_2 - h_3) + \alpha_1(h_1 - h_2)] \qquad (10—48)$$

и вообще, если имеется n участков разной толщины по одну сторону от оси симметрии, то

$$F = 2R\sum_{k=1}^{k=n}\alpha_k(h_k - h_{k+1}). \qquad (11—48)$$

Аналогичным способом получим:

1) статический момент поперечного сечения свода-оболочки относительно горизонтального диаметра $O—O$:

$$S_0 = 2R^2\sum_{k=1}^{k=n}(h_k - h_{k+1})\sin\alpha_k; \qquad (12—48)$$

2) расстояние от центра тяжести поперечного сечения свода-оболочки до горизонтального диаметра $x—x$:

$$z_0 = \frac{S_0}{F} = R\,\frac{\sum_{k=1}^{k=n}(h_k - h_{k+1})\sin\alpha_k}{\sum_{k=1}^{k=n}(h_k - h_{k+1})\alpha_k}; \qquad (13—48)$$

3) момент инерции J_0 поперечного сечения относительно горизонтального диаметра $O—O$:

$$J_0 = R^3 \sum_{k=1}^{k=n} (h_k - h_{k+1})(\alpha_k + \sin\alpha_k \cos\alpha_k); \qquad (14-48)$$

4) момент инерции J_x поперечного сечения относительно оси $x—x$, проходящей через центр тяжести сечения:

$$J_x = J_0 - Fz_0^2 = R^3 \left\{ \sum_{k=1}^{k=n} (h_k - h_{k+1})(\alpha_k + \sin\alpha_k \cos\alpha_k) - 2 \frac{\left[\sum_{k=1}^{k=n} (h_k - h_{k+1}) \sin\alpha_k\right]^2}{\sum_{k=1}^{k=n} (h_k - h_{k+1})\alpha_k} \right\}. \qquad (15-48)$$

Моменты сопротивления $W_в$ и $W_н$ для верхней и нижней кромок поперечного сечения свода-оболочки будут равны:

$$W_в = \frac{J_0}{R - z_0}; \qquad (16-48)$$

$$W_н = \frac{J_0}{z_0 - R\cos\alpha_4}. \qquad (17-48)$$

Определение краевых нормальных напряжений и сдвигающих усилий

Изгибающие моменты в ребристом своде-оболочке определяются как для балки, свободно лежащей на двух опорах, по обычным формулам сопротивления материалов.

Краевые напряжения находятся по формулам:

$$(\sigma_р)_{max} = \frac{M_{max}}{W_н}; \qquad (18-48)$$

$$(\sigma_с)_{max} = \frac{M_{max}}{W_в}. \qquad (19-48)$$

Сдвигающие усилия в любой точке поперечного сечения свода-оболочки, характеризуемой углом Θ (рис. 345), определяются по формуле:

$$T_\Theta = \frac{QS_x}{J_x}, \qquad (20-48)$$

где Q — поперечная сила в данном сечении;

S_x — статический момент сдвигающейся части поперечного сечения площадью F_Θ, характеризуемой углом Θ, относительно нейтральной оси;

$$S_x = (S_0)_\Theta - z_0 F_\Theta = R\left[R\sum_{k=1}^{k=k^*} (h_k - h_{k+1})\sin\alpha_k - z_0 \sum_{k=1}^{k=k^*} (h_k - h_{k+1})\alpha_k\right]. \qquad (21-48)$$

Здесь $(S_0)_\Theta$ — статический момент площади F_Θ относительно диаметра $O—O$;

k^* — номер участка, в котором берется точка, определяемая центральным углом Θ.

При определении S_x суммирование следует начинать с $\alpha_k = \Theta$. Например, статический момент S_x относительно нейтральной оси сдвигающейся площади F_Θ, характеризуемой углом Θ, определится формулой:

$$S_x = R\{R[(h_3 \sin\Theta + (h_2 - h_3)\sin\alpha_2 + (h_1 - h_2)\sin\alpha_1] - z_0[h_3\Theta + (h_2 - h_3)\alpha_2 + (h_1 - h_2)\alpha_1]\}_3$$

2. Статический расчет ребристого свода-оболочки при несимметричной нагрузке

Метод расчета ребристых сводов-оболочек на несимметричную нагрузку разработан проф. Власовым В. З.[1].

В основу расчета положена предпосылка, что в оболочке могут возникать только деформации удлинения или сжатия в продольном направлении; что же касается деформаций поперечного удлинения поперечного изгиба, а также деформаций сдвига, то они приняты равными нулю, т. е. поперечное сечение свода-оболочки, так же как и для случая расчета на симметричную нагрузку, считается недеформируемым.

Значение нормального напряжения в рассматриваемой точке свода-оболочки определено проф. Власовым В. З. в виде:

$$\sigma = \frac{M_x}{J_x} y + \frac{M_y}{J_y} x - \frac{\int_0^z M_D dz}{2W_D} U, \qquad (22-48)$$

где M_x — изгибающий момент относительно оси x;

M_y — изгибающий момент относительно оси y;

M_D — крутящий момент в сечении свода-оболочки;

J_x и J_y — моменты инерции свода-оболочки относительно осей x и y;

$W_D = \int_{-\frac{s}{2}}^{+\frac{s}{2}} U^2 dF$ — главный секториальный момент второго порядка, который характеризует собой сопротивление кручению свода-оболочки относительно центра кручения и аналогичен моменту инерции при изгибе.

Центр кручения—единственная точка поперечного сечения свода-оболочки, обладающая следующим свойством: если равнодействующая внешних сил в данном сечении проходит через центр кручения, то свод-оболочка претерпевает только поперечный изгиб; если же внешние силы кроме изгибающих моментов M_x и M_y создают также крутящий момент M_D относительно центра кручения, то свод-оболочка кроме нормальных напряжений от изгиба будет испытывать нормальные напряжения также от кручения.

Центр кручения является той точкой, относительно которой происходит поворот поперечных сечений свода-оболочки при воздействии на нее крутящих моментов.

U—секториальная площадь, ограниченная дугой s и двумя прямыми dA_0 и dA, выходящими из центра кручения (рис. 347). Центр кручения в своде-оболочке с одной осью симметрии находится на этой оси и расстояние b от центра тяжести сечения до центра кручения определится по формуле:

$$b = -\frac{2}{J_y}\int_{+\frac{s}{2}}^{-\frac{s}{2}} U_0 x dF, \qquad (23-48)$$

где U_0 — секториальная площадь относительно центра тяжести сечения в пределах интегрирования, распространенных по всей дуге свода;

z — ордината по длине свода, отсчитываемая от торцовой стенки.

[1] См. [119] и [120].

Сдвигающие усилия в этом случае могут быть представлены в виде:

$$T = \tau h = \frac{Q_x}{J_x} S_x - \frac{Q_y S_y}{J_y} + \frac{M_D V}{2W_D} \quad (24-48)$$

где τ — касательное напряжение;

h — толщина сечения в рассматриваемой точке;

Q_x и Q_y — поперечные силы в рассматриваемом сечении от внешних нагрузок;

S_x и S_y — статические моменты сдвигаемой части поперечного сечения относительно осей x и y;

$V = \int U dF$ — главный секториальный момент первого порядка, который характеризует распределение касательных усилий по поперечному сечению свода-оболочки.

Главный секториальный момент первого порядка аналогичен статическому моменту при изгибе.

Выведем основные формулы для частного случая расчета свода-оболочки кругового очертания. Предположим вначале, что свод-оболочка будет иметь

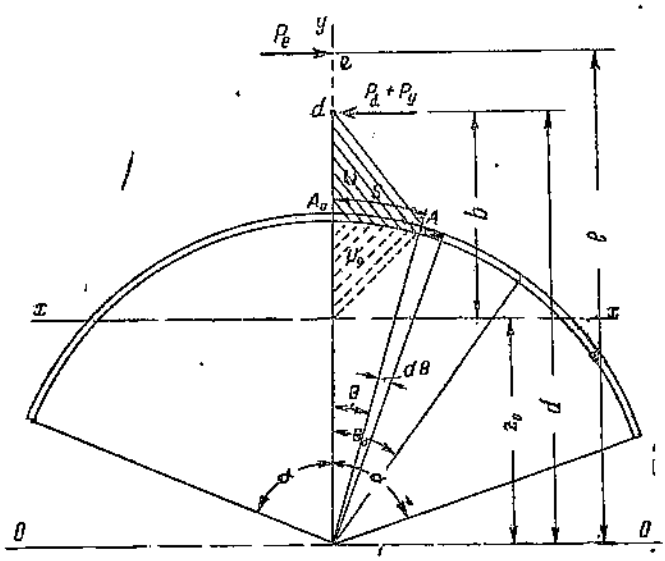


Рис. 347

постоянную толщину поперечного сечения h (рис. 347). Пусть R—радиус дуги поперечного сечения, 2α—центральный угол этой дуги.

Центр тяжести рассматриваемого профиля находится на оси симметрии на расстоянии z_0 от центра дуги окружности.

Из условия симметрии заключаем, что и центр кручения находится на оси симметрии сечения.

Расстояние от центра тяжести сечения до центра кручения будет равно:

$$b = \frac{2}{J_y} \int_{-\alpha}^{+\alpha} U_0 x \, dF. \quad (25-48)$$

Здесь:

$$x = R \sin \Theta; \quad dF = hR \, d\Theta;$$

$$U_0 = \frac{1}{2} R (z_0 \sin \Theta - R\Theta);$$

$$J_y = \int_{-\alpha}^{+\alpha} x^2 dF = \int_{-\alpha}^{+\alpha} hR^3 \sin^2 \Theta \, d\Theta.$$

Подставляя эти данные в формулу (25—48) и выполняя интегрирование от $\Theta = +\alpha$ до $\Theta = -\alpha$, имеем:

$$b = \frac{2}{R^3 h\,(\alpha - \sin\alpha\cos\alpha)} \int_{-\alpha}^{+\alpha} \frac{R}{2}\,(z_0 \sin\Theta - R\Theta)\,R\sin\Theta\, hR\,d\Theta =$$

$$= \frac{2}{R^3 h\,(\alpha - \sin\alpha\cos\alpha)} \int_{-\alpha}^{+\alpha} \frac{R^3 h}{2}\,(z_0 \sin^2\Theta - R\Theta\sin\Theta)\,d\Theta =$$

$$= z_0 - 2R\,\frac{\sin\alpha - \alpha\cos\alpha}{\alpha - \sin\alpha\cos\alpha}\,. \qquad (26-48)$$

Расстояние от центра окружности до центра кручения будет равно:

$$d = -b + z_0 = 2R\,\frac{\sin\alpha - \alpha\cos\alpha}{\alpha - \sin\alpha\cos\alpha}\,. \qquad (27-48)$$

Секториальная площадь U относительно центра кручения равна:

$$U = \frac{1}{2}\,d\,x - \frac{1}{2}\,R^2\Theta = \frac{R}{2}\,(d\sin\Theta - R\Theta). \qquad (28-48)$$

Главный секториальный момент второго порядка относительно центра кручения будет равен:

$$W_D = \int_{-\alpha}^{+\alpha} U^2\,dF = \int_{-\alpha}^{+\alpha} U^2 hR\,d\Theta = \int_{-\alpha}^{+\alpha} \frac{R^2}{4}\,(d\sin\Theta - R\Theta)^2 hR\,d\Theta =$$

$$= R^5 h\left[\frac{\alpha^3}{6} - \frac{(\sin\alpha - \alpha\cos\alpha)^2}{\alpha - \sin\alpha\cos\alpha}\right]. \qquad (29-48)$$

Главный секториальный момент первого порядка относительно центра кручения для точки, характеризуемой центральным углом Θ_0

$$V = \int_{\Theta_0}^{\alpha} U\,dF = \int_{\Theta_0}^{\alpha} \frac{R}{2}\,(d\sin\Theta - R\Theta)\,hR\,d\Theta =$$

$$= R^3 h\left[\frac{\sin\alpha - \alpha\cos\alpha}{\alpha - \sin\alpha\cos\alpha}\,(\cos\Theta_0 - \cos\alpha) - \frac{\alpha^2 - \Theta_0^2}{4}\right]. \qquad (30-48)$$

Для сечения свода-оболочки, состоящего из n участков различной толщины (рис. 345), аналогичным путем можно получить:

$$J_D = R^3 \sum_{k=1}^{k=n} (\alpha_k - \sin\alpha_k\cos\alpha_k)\,(h_k - h_{k+1}); \qquad (31-48)$$

$$d = 2R\,\frac{\sum\limits_{k=1}^{k=n} (\sin\alpha_k - \alpha_k\cos\alpha_k)\,(h_k - h_{k+1})}{\sum\limits_{k=1}^{k=n} (\alpha_k - \sin\alpha_k\cos\alpha_k)\,(h_k - h_{k+1})}; \qquad (32-48)$$

$$W_D = R^5\left\{\frac{1}{6}\sum_{k=1}^{k=n} \alpha_k^3\,(h_k - h_{k+1}) - \frac{\left[\sum\limits_{k=1}^{k=n} (\sin\alpha_k - \alpha_k\cos\alpha_k)\,(h_k - h_{k+1})\right]^2}{\sum\limits_{k=1}^{k=n} (\alpha_k - \sin\alpha_k\cos\alpha_k)\,(h_k - h_{k+1})}\right\}; \qquad (33-48)$$

$$V = R^3 \left[\frac{\sum_{k=1}^{k=n} (\sin \alpha_k - \alpha_k \cos \alpha_k)(h_k - h_{k+1})}{\sum_{k=1}^{k=n} (\alpha_k - \sin \alpha_k \cos \alpha_k)(h_k - h_{k+1})} \times \right.$$

$$\left. \times \sum_{k=k_*}^{k=n} (\cos \Theta_0 - \cos \alpha_k)(h_k - h_{k+1}) - \sum_{k=k^*}^{k=n} (\alpha_k^2 - \Theta_0^2) \right]. \qquad (34-48)$$

Здесь k^*—номер участка, в котором взята рассматриваемая точка.

При определении величин d, W_D и V следует производить вычисления с точностью не менее пяти значащих цифр, так как последним действием является вычитание двух близких по величине чисел. Точность вычисления требуется тем большая, чем меньше центральный угол дуги оболочки.

Таким образом расчет свода-оболочки на произвольную нагрузку сводится, согласно вышеизложенному, к трем расчетам:

1) на изгиб в вертикальной плоскости;
2) на изгиб в горизонтальной плоскости;
3) на кручение.

Изгиб в вертикальной плоскости вызывается нагрузкой, симметричной относительно вертикальной оси, проходящей через центр оболочки.

Расчет для этого случая изложен выше. Так как любая несимметричная нагрузка может быть представлена в виде суммы симметричной и обратно-симметричной нагрузки (рис. 348), то остается, следовательно, расчет на обратно-симметричную нагрузку.

В последнем случае нормальные напряжения определяются по формуле:

$$\sigma = \frac{\int_0^z M_D dz}{2W_D} U, \qquad (35-48)$$

а касательные усилия по формуле:

$$T = \frac{M_D}{2W_D} V. \qquad (36-48)$$

Если свод-оболочка загружен равномерно по длине крутящими моментами m (рис. 348, $г$), то крутящий момент в любом сечении будет равен:

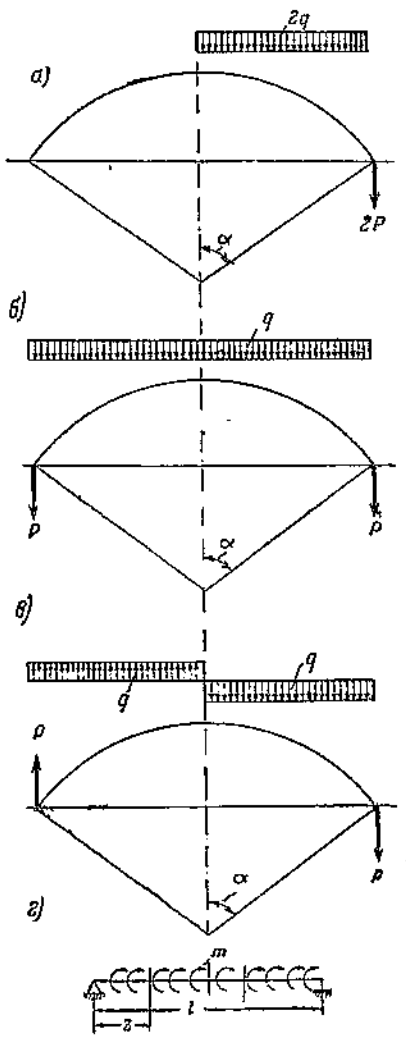


Рис. 348

$$M_D = m\left(\frac{l}{2} - z\right). \qquad (37-48)$$

Тогда член $\int_0^z M_D dz$, входящий в формулу нормальных напряжений, вызываемых крутящими моментами M_D, выразится в виде:

$$\int_0^z M_D dz = \int_0^z m\left(\frac{l}{2} - z\right) dz = \frac{m}{2} z(l - z). \qquad (38-48)$$

При $z=\frac{l}{2}$, т. е. в среднем сечении свода-оболочки $M_D=0$,

$$\int_0^{\frac{l}{2}} M_D dz = \frac{ml^2}{8}. \qquad (39-48)$$

Таким образом величину последнего интеграла можно считать фиктивным моментом в сечении балки от нагрузки ее по длине равномерно-распределенными крутящими моментами m.

При косо-симметричной равномерно-распределенной нагрузке по плану q (рис. 348, *в*)

$$m = qR^2 \sin^2 \alpha. \qquad (40-48)$$

При косо-симметричной бортовой нагрузке P (рис. 348, *в*)

$$m = 2PR \sin \alpha. \qquad (41-48)$$

Горизонтальная нагрузка вызывает горизонтальный изгиб совместно с кручением.

Только один горизонтальный изгиб вызывает горизонтальная нагрузка, равнодействующая которой проходит через центр кручения.

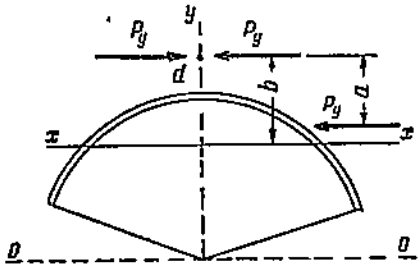


Рис. 349

Таким образом перед определением продольных напряжений следует разложить равнодействующую горизонтальной нагрузки на силу, проходящую через центр кручения P_y, и на крутящую пару $m=P_y a$ (рис. 349). После этого определяются отдельно нормальные и касательные напряжения от изгиба свода-оболочки в горизонтальном направлении силами P_y и от кручения ее моментами $m=P_y a$.

Нормальные напряжения при горизонтальном изгибе свода-оболочки определяются по формуле:

$$\sigma_y = \frac{M_y}{W_y} = \frac{M_y x}{J_y} = \frac{M_y R \sin \alpha}{J_y}, \qquad (42-48)$$

где M_y — изгибающий момент относительно оси y, вызываемый нагрузкой P_y;
J_y — момент инерции свода-оболочки относительно оси y, определяемый по формуле (31—48).

Максимальная величина нормального напряжения:

$$\sigma = \frac{M_y R \sin \alpha}{J_y}, \qquad 43-48)$$

где α—половина центрального угла свода-оболочки.

Сдвигающие усилия при горизонтальном изгибе находятся по формуле:

$$T = \frac{Q_y S_y}{J_y}; \qquad (44-48)$$

где Q_y — поперечная сила в рассматриваемом сечении, вызываемая силами P_y;
S_y — статический момент сдвигаемого сечения относительно оси y.

Для свода-оболочки постоянного сечения по длине дуги в точке, характеризуемой углом Θ, получаем:

$$S_y = \int_{\Theta_0}^{\alpha} x\, dF = \int_{\Theta_0}^{\alpha} R \sin \Theta R h\, d\Theta = R^2 h(\cos \Theta_0 - \cos \alpha). \qquad (45-48)$$

Для свода-оболочки переменного сечения:

$$S_y = R^2 \left[h^* \cos \Theta_0 - \sum_{h=h^*}^{h=n} (h_k - h_{k+1}) \cos \alpha_k \right]. \qquad (45' - 48)$$

Здесь k^* — номер участка, в котором берется точка;

h^* — толщина этого участка.

Нормальные и касательные силы при кручении свода-оболочки моментами $m = P_y a$ определяются по формулам (35—48), (36—48).

Ниже приводим некоторые упрощения в расчете ребристого свода-оболочки кругового очертания, предложенные канд. техн. наук инж. Ржаницыным А. Р.

Секторнальный закон распределения продольных напряжений при воздействии на свод-оболочку крутящих моментов m выражается формулой:

$$\sigma = ZU = Z\frac{R}{2}(d \sin \theta - R\theta) = \frac{Z}{2}(dx - R^2\theta). \qquad (46—48)$$

Правая часть формулы (46—48) представляет собой разность нормальных напряжений, распределенных по линейному закону в зависимости от изменения x—расстояния до оси y и в зависимости от изменения центрального угла θ между вертикальной осью y и радиусом, проведенным в данную точку (рис. 347). Линейное распределение нормальных напряжений в зависимости от изменения x может быть вызвано лишь горизонтальной нагрузкой, равнодействующая которой приложена в центре кручения.

Найдем точку приложения равнодействующей горизонтальной нагрузки, вызывающей нормальные напряжения, распределенные по закону $\sigma = c\theta$, где c—постоянная величина.

Эта точка должна совпадать с точкой приложения равнодействующей сдвигающих усилий, которые распределены по поперечному сечению свода-оболочки, имеющей постоянную толщину h по закону:

$$T_\tau = \tau h = h \int_0^\alpha \sigma \, d\theta = ch \int_0^\alpha \theta \, d\theta = \frac{ch}{2}(\alpha^2 - \theta^2), \qquad (47 - 48)$$

где α—половина центрального угла всей дуги.

Сумма горизонтальных проекций всех этих сил:

$$\int_{-\alpha}^{+\alpha} \tau h R \cos \theta \, d\theta = \frac{Rch}{2} \int_{-\alpha}^{+\alpha} (\alpha^2 - \theta^2) \cos \theta \, d\theta =$$

$$= 2Rch(\sin \alpha - \alpha \cos \alpha). \qquad (48— 48)$$

Момент этих сил относительно центра круга:

$$\int_{-\alpha}^{+\alpha} \tau h R^2 \, d\theta = \frac{cR^2 h}{2} \int_{-\alpha}^{+\alpha} (\alpha^2 - \theta^2) \, d\theta = \frac{2}{3} cR^2 h \alpha^3. \qquad (49—48)$$

Отсюда заключаем, что точка приложения равнодействующей горизонтальной нагрузки, вызывающей нормальные напряжения, распределенные по закону $\sigma = c\theta$, находится на расстоянии от центра дуги:

$$e = \frac{\frac{2}{3} cR^2 h \alpha^3}{2Rch(\sin \alpha - \alpha \cos \alpha)} = \frac{R}{3} \frac{\alpha^3}{\sin \alpha - \alpha \cos \alpha}. \qquad (50—48)$$

Внешний горизонтальный момент, уравновешивающий эпюру нормальных напряжений, будет равен:

$$M_e = \int_{-\alpha}^{+\alpha} chRd\theta R \sin \theta = hR^3 \int_{-\alpha}^{+\alpha} c\theta \sin \theta \, d\theta =$$

$$= 2R^3 hc(\sin \alpha - \alpha \cos \alpha);$$

отсюда:

$$c = \frac{M_e}{2hR^3(\sin \alpha - \alpha \cos \alpha)} \qquad (50' - 48)$$

и

$$\sigma = \frac{M_e \theta}{2hR^3(\sin \alpha - \alpha \cos \alpha)} = \frac{M_e s}{2hR^3(\sin \alpha - \alpha \cos \alpha)} = \frac{M_e s}{J_e}. \qquad (51—48)$$

Здесь M_e — внешний момент в данном сечении, вызываемый горизонтальной нагрузкой, приложенной в точке, которая расположена на оси симметрии на расстоянии e от центра дуги;

s — переменная длина дуги, считая от оси симметрии, равная $R\theta$;

J_e — величина, аналогичная моменту инерции и равная:

$$J_e = 2hR^3(\sin\alpha - \alpha\cos\alpha). \qquad (52-48)$$

При различной толщине отдельных участков дуги свода-оболочки мы будем иметь (рис. 345):

$$e = \frac{R}{3}\cdot\frac{\sum_{k=1}^{k=n}(\alpha_k^3)(h_k - h_{k+1})}{\sum_{k=1}^{k=n}(\sin\alpha_k - \alpha_k\cos\alpha_k)(h_k - h_{k+1})}; \qquad (53-48)$$

$$J_e = 2R^3\sum_{k=1}^{k=n}(\sin\alpha_k - \alpha_k\cos\alpha_k)(h_k - h_{k+1}). \qquad (54-48)$$

Таким образом расчет ребристого свода-оболочки сводится к следующему: крутящий момент m от обратно-симметричной вертикальной и горизонтальной нагрузки следует заменить двумя линейными горизонтальными нагрузками, приложенными в точках e и d (рис. 347). Эти нагрузки будут равны:

$$P_e = P_d = \frac{m}{e-d}, \qquad (55-48)$$

где e определяется из формулы (53—48), а d—из формулы (32—48).

Затем к нагрузке P_d следует прибавить равнодействующую от горизонтальной нагрузки P_y. Изгибающие моменты от нагрузок P_e и P_d+P_y находятся как для обычной балки.

Нормальные напряжения от нагрузки P_e, приложенной в точке e, определяются по формуле (51—48), а от нагрузки P_d+P_y, приложенной в точке d,—по формуле (43—48).

Сдвигающие усилия от нагрузки P_d+P_y, приложенной в точке d, определяются по формуле (44—48).

Сдвигающие усилия от нагрузки P_e в точке e для свода-оболочки постоянной толщины h определятся из формулы (47—48) после подстановки в нее значения c из формулы (50′—48)

$$T = \frac{M_e h(\alpha^2 - 0^2)}{4hR^3(\sin\alpha - \alpha\cos\alpha)} = \frac{M_e R h(\alpha^2 - 0^2)}{2J_e}. \qquad (56-48)$$

Согласно формулам (48—48), (50′—48) сумма горизонтальных проекций сдвигающих сил, равная поперечной силе Q_e, найдется по формуле:

$$Q_e = \frac{M_e}{R}.$$

Подставляя значение $M_e = Q_e R$ в формулу (56—48), получим:

$$T_e = \frac{Q_e R^2 h(\alpha^2 - 0^2)}{2J_e} = \frac{Q_e S_e}{J_e}. \qquad (57-48)$$

Здесь

$$S_e = \frac{R^2 h}{2}(\alpha^2 - 0^2) = Rh(\alpha - 0)\frac{R(\alpha + 0)}{2}. \qquad (58-48)$$

Величина S_e соответствует площади отрезка дуги, умноженной на расстояние от оси симметрии до середины отрезка дуги; иными словами, свод-оболочка при определении статического момента S_e может рассматриваться как балка, в которую свод-оболочка превратится, если ее поверхность развернуть в плоскость.

При различной толщине отдельных участков дуги свода-оболочки

$$S_e = \frac{R^2}{2}\left[\sum_{k=k^*}^{k=n}\alpha_k^2(h_k - h_{k+1}) - h^*0^2\right]. \qquad (59-48)$$

Здесь k^*—номер участка, в котором берется точка, соответствующая углу θ; h^*—толщина этого участка.

Для удобства вычислений и оперирования выведенными формулами полезно ввести следующие вспомогательные величины:

$$A=\sum_{k=1}^{k=n}(\sin\alpha_k-\alpha_k\cos\alpha_k)(h_k-h_{k+1}); \qquad (60-48)$$

$$B=\sum_{k=1}^{k=n}(\alpha_k-\sin\alpha_k\cos\alpha_k)(h_k-h_{k+1}); \qquad (61-48)$$

$$C=\sum_{k=1}^{k=n}\alpha_k^3(h_k-h_{k+1}). \qquad (62-48)$$

Тогда все основные величины, требуемые для расчета, выразятся в следующем виде:

$$d=2R\frac{A}{B}; \qquad (63-48)$$

$$e=\frac{R}{3}\frac{C}{A}; \qquad (64-48)$$

$$J_y=R^3B; \qquad (65-48)$$

$$J_c=2R^3A. \qquad (66-48)$$

Определение деформаций свода-оболочки

При горизонтальной нагрузке P_d+P_y, приложенной в центре кручения d, сечения оболочки поступательно переместятся по горизонтальному направлению.

Наибольшая деформация в середине пролета от нагрузки (P_d+P_y), приложенной в точке d, будет равна:

$$f_y=\frac{5}{384}\frac{(P_d+P_y)l^4}{EJ_y}. \qquad (67-48)$$

При нагрузке P_e, приложенной в точке e, поперечные сечения свода-оболочки повернутся на некоторый угол вокруг центра дуги.

Смещение любой точки сечения в середине пролета по направлению касательной к дуге при равномерно-распределенной нагрузке будет равно:

$$f_s=\frac{5}{384}\frac{P_el^4}{EJ_e}. \qquad (68-48)$$

Разлагая это перемещение по краю свода-оболочки на вертикальное f'_x и горизонтальное f'_y, имеем:

$$f'_x=f_s\sin\alpha=\frac{5}{384}\frac{P_el^4}{EJ_e}\sin\alpha; \qquad (69-48)$$

$$f'_y=f_s\cos\alpha=\frac{5}{384}\frac{P_el^4}{EJ_e}\cos\alpha, \qquad (70-48)$$

где α — половина центрального угла дуги свода-оболочки.

Таким образом в последнем случае вместо того, чтобы находить деформации свода-оболочки при его повороте относительно центра кручения, мы находим отдельно горизонтальное перемещение свода и поворот свода относительно центра круга.

3. Определение внутренних усилий в ребре

Условно считая, что ребра создают непрерывную в продольном направлении жесткость свода, вырезаем элемент свода-оболочки с размерами сторон dx и $ds=Rd\Theta$ (рис. 350).

Приложим к выделенному элементу нормальную силу в продольном направлении N_1 и касательные усилия T; нормальные усилия N_2 и изгибающие моменты M_2 воспринимаются, согласно основной предпосылке, ребрами.

Рассматривая равновесие выделенного элемента свода-оболочки, приходим к заключению, что ребро должно воздействовать на свод-оболочку касательными усилиями V'_p:

Проектируя все силы, действующие на элемент свода-оболочки, на ось y и принимая, что усилия T отнесены к единице длины элемента, а V'_p—к квадратной единице поверхности оболочки, имеем:

$$-Tds+(T+dT)\,ds-V'_p dx\,ds=0,$$

откуда

$$V'_P=\frac{dT}{dx}.$$

В уравнение равновесия внешняя нагрузка не входит, так как по-предыдущему она работой собственно оболочки в поперечном направлении не воспринимается. Если принять расстояние между ребрами равным s_p, то усилие V_p (рис. 350), возникающее между сводом-оболочкой и ребром, будет равно:

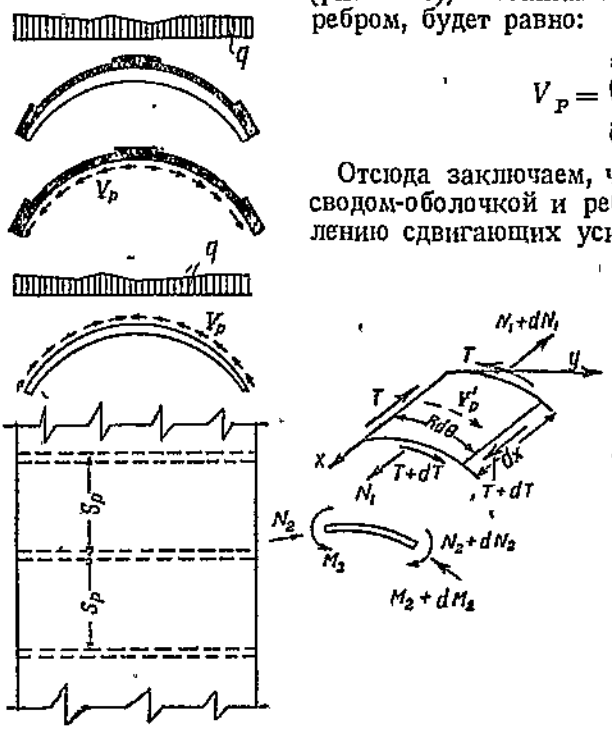


Рис. 350

$$V_P=\int_0^{s_p} V'_p dx=\int_0^{s_p} dT.$$

Отсюда заключаем, что усилие, возникающее между сводом-оболочкой и ребром, равно по величине накоплению сдвигающих усилий между соседними ребрами.

При симметричной вертикальной нагрузке:

$$V_p=\int_0^{s_p} dT=\frac{\Delta Q_x S_x}{J_x}, \quad (71—48)$$

где ΔQ_x—приращение поперечной силы от вертикальной нагрузки на участке между ребрами;

S_x—определяется по формуле (21—48);

J_x—по формуле (15—48).

При горизонтальной нагрузке, равнодействующая которой проходит через центр кручения:

$$V_p=\int_0^{s_p} dT=\frac{\Delta Q_y S_y}{J_y}. \quad (72—48)$$

Здесь ΔQ_y—приращение поперечной силы от горизонтальной нагрузки;

S_y—определяется по формуле (45′—48);

J_y—по формуле (31—48).

При кососимметричной нагрузке, создающей момент M_D в поперечном сечении оболочки:

$$V_p=\int_0^{s_p} dT=\frac{\Delta M_D}{2W_D}V. \quad (73—48)$$

Здесь ΔM_D—приращение крутящего момента, действующего в сечении свода-оболочки, на расстоянии s_p между ребрами;

V—определяется по формуле (34—48);

W_D—по формуле (33—48).

Если воздействие на свод-оболочку крутящих моментов m заменить, согласно предложению инж. Ржаницына А. Р., силами $P_d = P_e$, приложенными на расстоянии d и e от центра круга, то от сил P_d:

$$V_p = \int_0^{s_p} dT = \frac{\Delta Q_d S_y}{J_y}, \qquad (74—48)$$

а от сил P_e

$$V_p = \int_0^{s_p} dT = \frac{\Delta Q_e S_e}{J_e}. \qquad (75—48)$$

Здесь $\Delta Q_d = \Delta Q_e$ — приращение поперечной силы от нагрузки $P_d = P_e$;
S_y и J_y — имеют прежнее значение;
S_e — определяется по формуле (59—48);
J_e — определяется по формуле (54—48).

Таким образом ребро должно рассчитываться на воздействие:

а) внешних нагрузок и собственного веса конструкции, суммируемого на участке между ребрами;

б) реактивных сил сдвига V_p, действующих по плоскости соприкосновения ребра с оболочкой и направленных по касательной к дуге поперечного сечения оболочки.

4. Определение изгибающих моментов, нормальных и поперечных сил в ребре

Расчет ребра свода-оболочки с достаточной степенью точности может быть произведен графо-аналитическим способом.

Значения изгибающих моментов M, нормальных сил N и перерезывающих сил Q в этом случае удобно относить к наружной грани верхнего пояса ребра.

Расчет ведется следующим образом (рис. 351).

При воздействии симметричной нагрузки ребро на половине длины дуги разбивается на отдельные участки: 0—1; 1—2; 2—3; 3—4 и т. д.

Расчет получается тем более точным, чем больше число участков.

Большей частью удобно бывает длину дуги ребра разбить на следующие 6 участков: участок 0—1, равный половине ширины сжатого пояса; участки 1—1′ и 1′—2, равные каждый половине длины дуги от сжатого пояса до нейтральной оси; участки 2—2′ и 2′—3, равные каждый половине длины дуги от нейтральной оси до растянутого пояса, и участок 3—4 на ширине растянутого пояса.

На границах участков по формуле (71—48) определяются значения сдвигающих сил V_p, возникающих между ребром и сводом-оболочкой.

Принимая приближенно закон распределения усилий V_p на длине каждого участка прямолинейным, находят равнодействующие T_p сил V_p на каждом из участков и точки их приложения.

Для нахождения изгибающего момента относительно какой-либо точки поперечного сечения, вызываемого силами T_p, опускаем из данной точки перпендикуляр на направление сил T_p.

Изгибающий момент в данной точке будет равен:

$$M_p = (T_p)_n a_n + (T_p)_{n-1} a_{n-1} + (T_p)_{n-2} a_{n-2} + \ldots + M_0, \qquad (76—48)$$

где $(T_p)_n$, $(T_p)_{n-1}$, $(T_p)_{n-2}$ и т. д. — равнодействующие сил V_p на участках левее рассматриваемой точки;
a_n, a_{n-1}, a_{n-2} и т. д. — плечи сил $(T_p)_n$, $(T_p)_{n-1}$, $(T_p)_{n-2}$;
M_0 — момент всех внешних сил, лежащих левее рассматриваемой точки.

Для определения нормальных сил N и поперечных сил Q определяем вначале равнодействующую внешней нагрузки, действующей на каждом из участков. Затем строим, начиная с конца ребра, многоугольник сил. Проведя замыкающую всех внешних сил, лежащих левее рассматриваемой точки, и разлагая ее по направлению касательной и нормали в данной точке, получаем нор-

мальную силу N и поперечную силу Q для рассматриваемой точки поперечного сечения.

Определение моментов в данной точке можно произвести и другим способом, не вычисляя плечи для сил T_p.

Перенесем все силы, лежащие левее рассматриваемой точки поперечного сечения ребра, в центр круга.

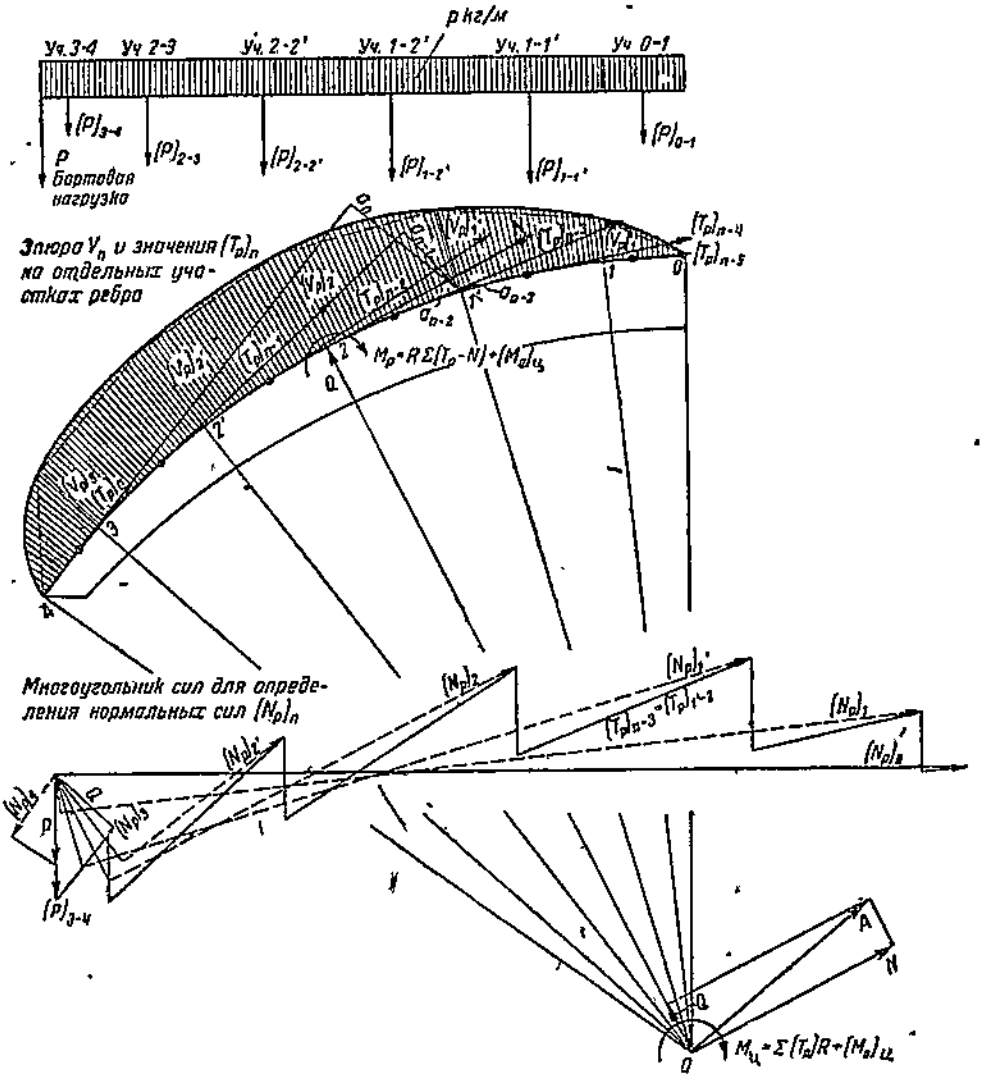


Рис. 351

Тогда в центре круга будет приложен момент всех левых сил:

$$M_ц = (T_p)_n R + (T_p)_{n-1} R + (T_p)_{n-2} R + \ldots + (M_o)_ц = \sum (T_p) R + (M_o)_ц \quad (77—48)$$

и равнодействующая сил A (рис. 351).

Разложив силу A на направление касательной в данной точке и на направление радиуса, получим нормальную силу N в данной точке и поперечную силу Q.

Затем вновь перенеся полученные силы N и Q в рассматриваемую точку, получим значение момента всех левых сил T_p относительно данной точки поперечного сечения:

$$M_p = \sum T_p R - NR + (M_o)_ц = R(\sum T_p - N) + (M_o)_ц. \quad (78—48)$$

Здесь $\sum T_p$ — алгебраическая сумма всех сил T_p;

N — нормальная сила в данной точке, которая может быть получена непосредственно из силового многоугольника (рис. 351);

$(M_0)_ц$ — момент внешней нагрузки относительно центра круга.

Аналогичным путем можно вести расчет ребра для кососимметричной вертикальной нагрузки или для горизонтальной нагрузки.

В этом случае длины участков, для которых определяются силы T_p, выбираются те же, что и при симметричной нагрузке.

При кососимметричной нагрузке можно ограничиться определением M, N и Q для одной половины ребра, учитывая, что во второй половине ребра значения M, N и Q будут обратны по знаку вычисленным.

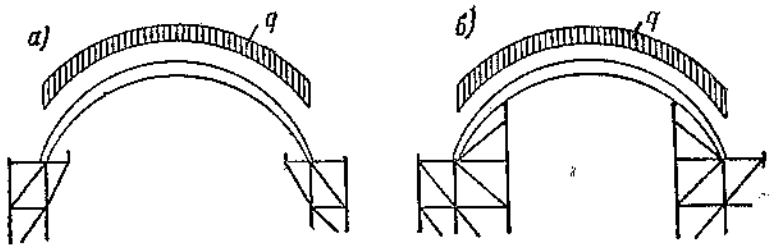


Рис. 352

При несимметричных нагрузках определение M, N и Q следует вести для всех точек по длине ребра.

Во время производства работ ребра несут собственный вес свода-оболочки, опираясь на леса своими концами (рис. 352). В этом случае ребро работает как криволинейная балка, лежащая на двух опорах, и расчет ее ведется обычным способом.

При подвижном опирании концов ребер на леса усилия от монтажной нагрузки в ребре нередко получаются бо́льшими, чем при работе ребра как элемента свода-оболочки.

Уменьшение усилий в ребрах можно получить путем уменьшения их пролета, сближая точки опирания ребер на лесах (рис. 352, *б*) или же путем восприятия распора лесами и превращения ребра на время монтажа в двухшарнирную арку.

5. Определение внутренних усилий в торцовом поясе

В основу расчета торцового пояса положены следующие предпосылки.

Торцовый пояс рассматривается как гибкий элемент, могущий воспринимать только усилия, нормальные к его сечению, и не воспринимающий изгибающих моментов.

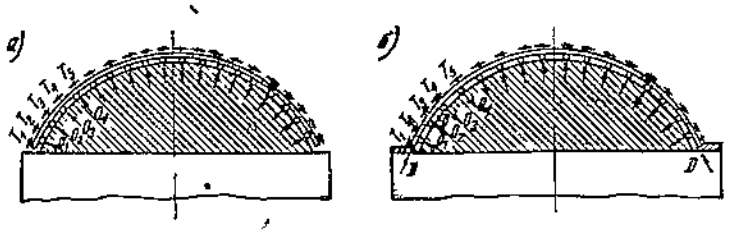


Рис. 353. Схема воздействия сил:
а—на растянутый пояс и *б*—на сжато-растянутый пояс

Трение между поясом и торцовой стенкой в расчете не учитывается.

Сечение пояса из конструктивных соображений принимается постоянным по всей его длине.

а) Растянутый пояс

Растянутый торцовый пояс, не опертый в пятах, нагружен сдвигающими усилиями T, передаваемыми со свода-оболочки, и реактивными усилиями от торцовой стенки O (рис. 353, *а*). Поскольку принята предпосылка, что трение между поясом и торцовой стенкой в расчете не учитывается, растянутый пояс будет в равновесии лишь в случае симметричного приложения сдвигающих сил по отношению к вертикальной оси торцовой стенки, что действительно имеет место при симметричной нагрузке.

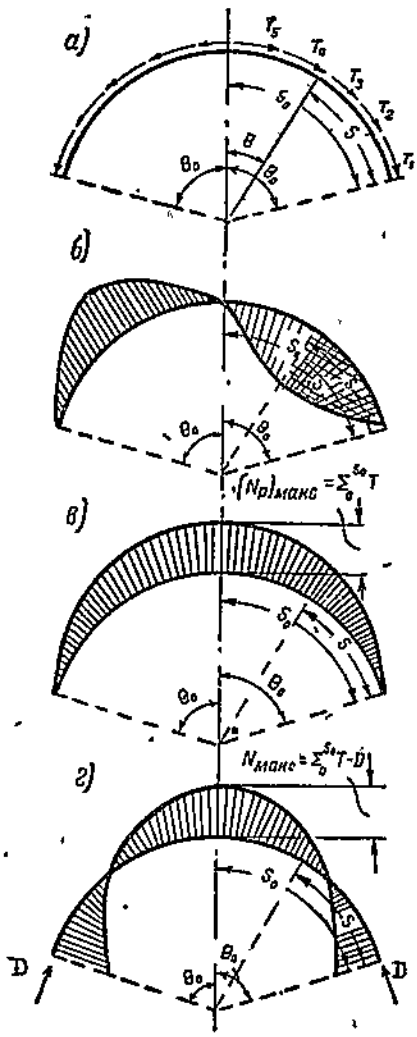


Рис. 354. Эпюры нормальных усилий в растянутом и сжато-растянутом поясе при симметричной нагрузке:

а и *б*—сдвигающие усилия, передающиеся на торцовый пояс; *в*—усилия в растянутом поясе $N_p=\sum_0^s T$; *г*—усилия в сжато-растянутом поясе $N_p=\sum_0^s T-D$

Сдвигающие усилия, передаваемые на торцовый пояс, определяются по формуле:

$$T=\frac{Q_{\max}S_x}{J_x}, \qquad (79—48)$$

где $Q_{\max}$ — опорная реакция на торцовой стенке от нагрузки, действующей на свод-оболочку; S_x и J_x определяются по формулам (21—48), (15—48).

Нормальные усилия в растянутом поясе равны сумме сдвигающих усилий ниже рассматриваемого сечения на расстоянии длины s дуги от неопертой пяты пояса (рис. 345, *в*):

$$N_p=\sum_0^s T. \qquad (80—48)$$

Максимального своего значения нормальные усилия достигают в середине торцового пояса при $s=s_0$, где s_0—половина длины дуги (рис. 354, *в*):

$$(N_p)_{\max}=\sum_0^{s_0} T. \qquad (81—48)$$

б) Сжато-растянутый пояс

Сжато-растянутый пояс помимо сдвигающих усилий T и реактивных усилий от торцовой стенки O нагружен также сосредоточенными реакциями D в точках опирания пояса по его концам (рис. 353, *б*).

При воздействии симметричной нагрузки на свод-оболочку сжато-растянутый пояс представляет собой статически неопределимую систему с одной лишней неизвестной D. При жестком опирании опорная реакция D определится из условия, что суммарная деформация сжатой и растянутой частей пояса должна равняться нулю.

Усилие в произвольном сечении пояса, характеризуемом углом Θ (рис. 354, *г*):

$$N_c=\sum_0^s T-D. \qquad (82—48)$$

Деформация элементарного отрезка пояса:

$$\frac{N_c ds}{EF} = \frac{\left(\sum_0^s T - D\right) ds}{EF}.$$

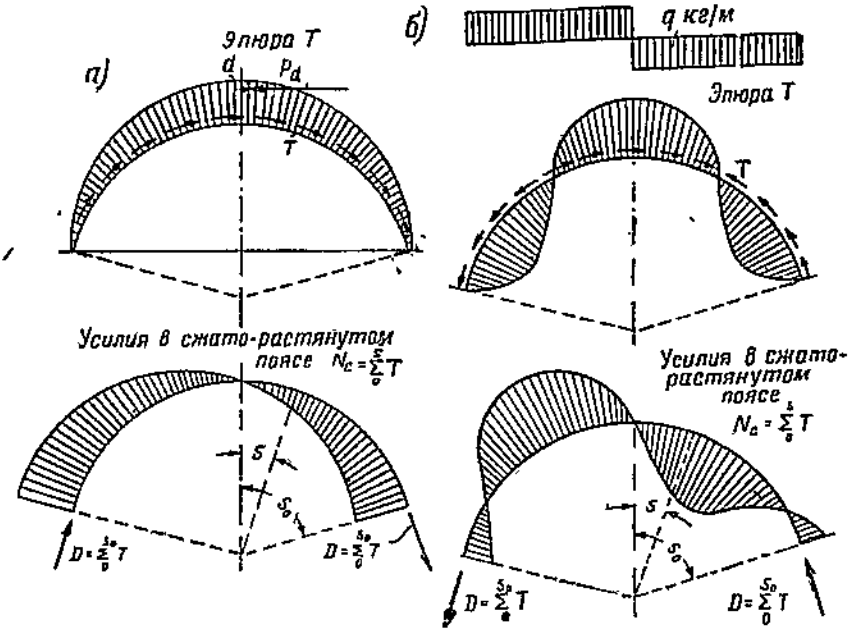


Рис. 355. Эпюры T и N в сжато-растянутом поясе:
а—при горизонтальной нагрузке, равнодействующая которой проходит через центр кручения; б—при обратносимметричной нагрузке

Полная деформация на полудуге свода:

$$\int_0^{s_0} \left(\sum_0^s T - D\right) ds = \int_0^{s_0} \sum_0^s T\, ds - \int_0^{s_0} D\, ds = 0.$$

Первый интеграл представляет собой площадь эпюры ω нормальных усилий в растянутом поясе на половине длины дуги s_0, а второй интеграл Ds_0. Отсюда

$$D = \frac{\omega}{s_0}. \qquad (83-48)$$

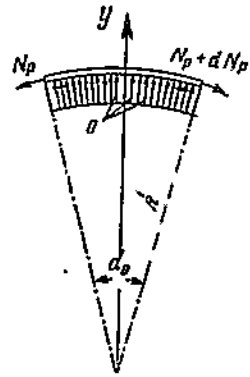


Рис. 356

Из последней формулы мы видим, что D равно среднему значению N_p на половине длины рассмотренного выше растянутого торцового пояса.

При горизонтальной нагрузке, равнодействующая которой проходит через центр кручения (рис. 355, *а*), а также при обратносимметричной нагрузке (рис. 355, *б*) сдвигающие усилия T, определяемые по формулам (44—48) и (36—48), располагаются кососимметрично относительно вертикальной оси.

Благодаря косой симметрии в приложении сдвигающих сил нормальное усилие в верхней точке торцового пояса равно нулю.

Усилие в остальных сечениях пояса равно сумме сдвигающих сил от верхней точки пояса до рассматриваемого сечения:

$$N_c = \sum_0^s T. \qquad (84-48)$$

Опорная реакция D при этом будет равна:

$$\pm D = \sum_{0}^{s_0} T. \qquad (85-48)$$

Определим давление O пояса на торцовую стенку (рис. 356).

Проектируя все силы на ось y и пренебрегая малыми величинами второго порядка, получаем:

$$OR\,d\theta = 2N_p \sin\frac{d\theta}{2} = 2N_p\frac{d\theta}{2} = N_p\,d\theta,$$

откуда

$$O = \frac{N_p}{R}. \qquad (86-48)$$

Здесь O — распределенное по дуге торцовой стенки давление от пояса;

N_p — усилие в рассматриваемом сечении торцового пояса.

Г. Расчет элементов ребристого свода-оболочки

Напряжения в продольных настилах получаются непосредственно из статического расчета.

Наибольшее напряжение в растянутом поясе (4-й участок, рис. 345) и растянутой части продольного настила (3-й участок) не должны превышать 0,9 $[\sigma_p]$, где коэфициент 0,9 принимается, согласно § 11 Н и ТУ (примечание 1) при ослаблении растянутых элементов гвоздями.

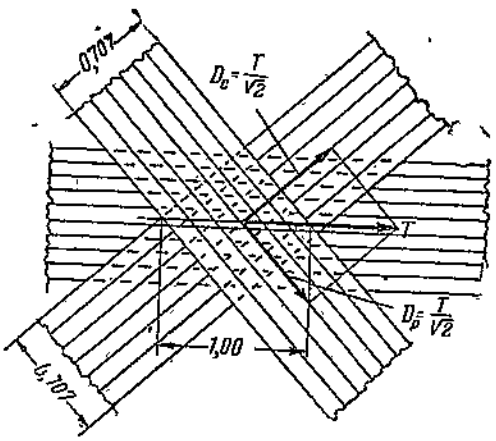


Рис. 357

Наибольшие напряжения σ_- в сжатом поясе (1-й участок) и сжатой части продольного настила (2-й участок) не должны превышать $[\sigma_-]\varphi$, где φ — коэфициент снижения допускаемого напряжения на сжатие при продольном изгибе, определяемый по приведенной гибкости составного стержня $\lambda_{прив}$.

При определении $\lambda_{прив}$ сжатый пояс рассматривается в запас прочности как плоский прямолинейный стержень при свободной его длине, равной расстоянию между ребрами.

Нахождение момента инерции и площади поперечного сечения сжатого пояса производится с учетом поперечного сечения только продольных настилов.

В случае устройства парных ребер свободная длина сжатого пояса принимается равной 0,8 s_p, где s_p — расстояние между осями парных ребер (рис. 339, *б*).

Во избежание дополнительного поперечного изгиба сжатого пояса при устройстве фонаря не рекомендуется вес его конструкции передавать на край сжатого пояса.

Вес конструкции фонаря следует, как правило, передавать на ребра через специальные промежуточные прогоны, шпренгели или фермы (аналогично указанному на рис. 338).

Определение напряжений в косом настиле производится по максимальному сдвигающему усилию T (у торцовых стен).

Разложением сдвигающего усилия T на направление косых настилов, которые обычно расположены под углом $\alpha = 45°$ к образующей свода, мы получим сжатие $D_c = \frac{T}{\sqrt{2}}$ в одном настиле и растяжение $D_p = \frac{T}{\sqrt{2}}$ — в другом. Если

при этом сдвигающее усилие T отнесено к длине 1 *пог.м* продольного настила, то усилия D_c и D_p относятся уже к ширине 0,707 *м* косых настилов (рис. 357).

Приводя усилия в косых настилах к метровой ширине их, имеем $D_c = D_p = T$.

Поверка напряжений в растянутом косом настиле производится с учетом ослабления поперечного сечения настила стыками и гвоздями

$$\sigma_p = \frac{T}{F_{нт}} \leqslant [\sigma_p] \cdot 0{,}9. \quad (87-48)$$

Доски сжатого косого настила проверяются на одновременное действие сжатия и изгиба, возникающего вследствие кривизны элементов. Расчет производится по правилам для сжато-изогнутых стержней по формуле:

$$\frac{D_c}{F_{бр}} + \frac{M}{W\xi} \leqslant [\sigma_c], \quad (88-48)$$

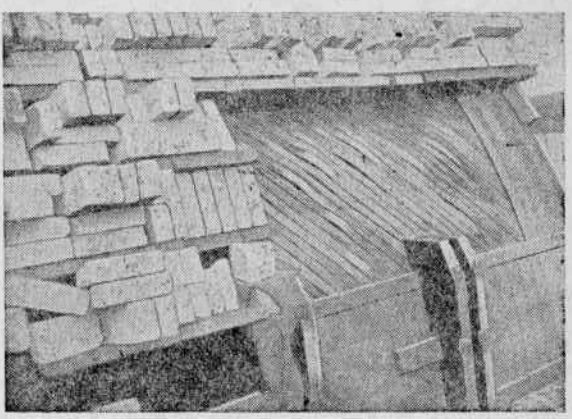


Рис. 358. Потеря устойчивости сжатого косого настила модели ребристого свода-оболочки при нагрузке, четырехкратной от расчетной

где $M = D_c f_1$ — изгибающий момент;

f_1 — стрела кривизны косого настила на расчетной длине, принимаемой равной 0,6 s';

s' — расстояние по косому направлению между гвоздями, закрепляющими сжатый косой настил.

Следует отметить, что разрушение ребристых сводов-оболочек при испытаниях обычно начиналось с потери устойчивости сжатого пояса или сжатых косых настилов (рис. 358); поэтому к проверке этих элементов на продольный изгиб следует подходить с большой тщательностью.

Сжатый косой настил подвержен потере устойчивости лишь в зонах расположения его поверх растянутого, так как в этом случае сжатый и растянутый косые настилы стремятся разойтись в противоположные стороны (рис. 358), и растянутый косой настил не препятствует потере устойчивости сжатого настила на длине между его закреплением гвоздями; гвозди в этом случае работают на выдергивание и поэтому должны быть проверены на достаточность защемления в нижележащих слоях.

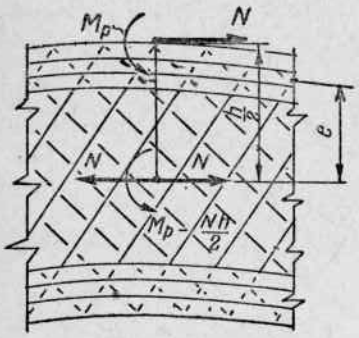


Рис. 359

Если растянутый косой настил расположен поверх сжатого, силы, действующие на настилы, стремятся прижать их друг к другу и растянутый косой настил, не выправляясь сам, препятствует потере устойчивости сжатого.

Расчет вспомогательных элементов ребристого свода-оболочки (кружальных арочек и прогонов) производится только на монтажную нагрузку.

Подбор сечений ребер свода-оболочки ведется аналогично подбору сечений плоских арок составного сечения на гвоздях.

При расчете ребра нормальные силы, действующие в сечении, делятся поровну между верхним и нижним поясом ребра.

Если изгибающие моменты M_p отнесены к наружной грани верхнего пояса

ребра, то расчетные нормальные усилия в поясах N_n определятся по формуле (рис. 359):

$$N_n = \pm \frac{M_p - \frac{Nh}{2}}{e} - \frac{N}{2}, \qquad (89-48)$$

где N — нормальное усилие, действующее в ребре;
M_p — расчетный момент в сечении ребра;
h — высота сечения ребра;
e — плечо внутренней пары сил, равное расстоянию между центрами тяжести верхнего и нижнего поясов.

Нормальные напряжения в поясах ребер поверяются по формулам:

$$\frac{N_p}{F_{нт}} \leqslant [\sigma_p] \qquad (90-48)$$

и

$$\frac{N_c}{F_{бр}\varphi} \leqslant [\sigma_c], \qquad (91-48)$$

где N_p и N_c — расчетные растягивающие и сжимающие усилия в поясах ребра;
$F_{нт}$ — площадь поперечного сечения пояса за вычетом ослабления стыками и гвоздями;
φ — коэфициент продольного изгиба составного сечения из плоскости ребра.

При поверке на продольный изгиб верхнего пояса ребра расчетная длина принимается равной длине l_0 не закрепленного участка в пределах фонарного выреза.

При поверке нижнего пояса ребра расчетная длина при наличии подкосов принимается равной расстоянию между подкосами, увеличенному на 25%. (согласно § 81 Н и ТУ).

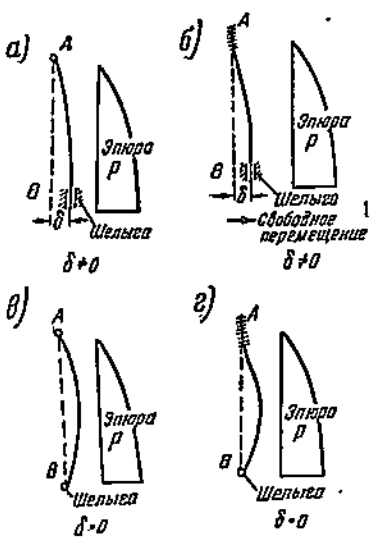


Рис. 360

При симметричном загружении свода-оболочки расчет нижнего пояса ребра при отсутствии продольных связей или при наличии связей только в шелыге свода может быть произведен по нижеприведенным формулам[1]. Формулы выведены в предположении, что при симметричной нагрузке сжимающие силы изменяются по длине нижнего пояса ребра по параболическому закону, причем в формулах не учитывается сопротивление стенок боковому выпучиванию нижнего пояса.

В случае шарнирного примыкания ребра к нижнему поясу свода-оболочки (высокое ребро с параллельными поясами):

а) при отсутствии связей в шелыге (рис. 360, *а*):

$$N_{kp} = \frac{\pi^2 EJ}{0{,}48 s^2}; \qquad (92-48)$$

$$l_0 \approx 0{,}7s; \qquad (93-48)$$

б) при наличии связи в шелыге (рис. 360, *в*)

$$N_{kp} = \frac{\pi^2 EJ}{0{,}163 s^2}; \qquad (94-48)$$

$$l_0 \approx 0{,}45. \qquad (95-48)$$

В случае защемления ребра в месте примыкания к нижнему поясу свода-оболочки (ребро серповидного очертания):

а) при отсутствии связи в шелыге (рис. 360, *б*)

$$N_{kp} = \frac{\pi^2 EJ}{0{,}355 s^2}; \qquad (96-48)$$

$$l_0 \approx 0{,}6s; \qquad (97-48)$$

[1] Указанные формулы разработаны в Госпроектстройлегпроме инж. Геништа Л. Н.

б) при наличии связи в шелыге (рис. 360, *г*)

$$N_{kp} = \frac{\pi^2 EJ}{0{,}081 s^2}; \qquad (98—48)$$

$$l_0 \approx 0{,}3s. \qquad (99—48)$$

Во всех формулах N_{kp} — критическая сила сжатия в шелыге нижнего пояса ребра;
s — длина дуги нижнего пояса ребра;
l_0 — свободная длина нижнего пояса ребра при расчете его как прямолинейного стержня, шарнирно-опертого по концам и нагруженного силой N.

Полное защемление в месте примыкания ребра к нижнему поясу свода-оболочки можно учитывать в том случае, если верхний и нижний пояса ребра в этом месте сходятся, соединены между собой и оболочкой, и возможность поворота нижнего пояса ребра из его плоскости исключена.

Напряжения в растянутом поясе или в растянутой части сжато-растянутого пояса определяются по формуле:

$$\frac{N_p}{F_{нт}} \leqslant [\sigma_p], \qquad (100—48)$$

а в сжатой части сжато-растянутого пояса:

$$\frac{N_c}{F_{бр}} \leqslant [\sigma_c]. \qquad (101—48)$$

Здесь N_p и N_c — усилия растяжения и сжатия;
$F_{нт}$ — площадь нетто поперечного сечения торцового пояса с учетом ослабления стыками и гвоздями;
$F_{бр}$ — площадь брутто поперечного сечения торцового пояса.

Гвоздевой забой в настилах свода-оболочки рекомендуется назначать по зонам в соответствии с эпюрами продольных нормальных напряжений (рис. 361).

В зонах 1 и 2 (рис. 361), соответствующих растянутому поясу, количество «срезов» гвоздей на единицу длины доски принимается равным наибольшему из значений, определяемых из условий:

а) перекрытия стыков нижнего растянутого пояса:

$$n_{гв} = \frac{(N)_{1доски}}{l_{ст}\,[T_{гв}]}; \qquad (102—48)$$

б) передачи сдвигающего усилия от косых настилов поясу:

$$n_{гв} = \frac{(\Delta N)_{1доски}}{[T_{гв}]}. \qquad (103—48)$$

Здесь $(N)_{1доски} = (\sigma_p)_{max} \cdot F_{доски}$ — наибольшее растягивающее усилие, действующее в одной рабочей доске пояса на данном участке;
$(\sigma_p)_{max}$ — максимальное растягивающее напряжение на данном участке;
$F_{доски}$ — площадь одной доски с учетом ее ослабления гвоздями;
$(\Delta N)_{1доски}$ — наибольшее приращение нормального усилия, отнесенное к единице длины одной доски пояса;
$l_{ст}$ — длина перекрытия стыка досок пояса, равная $^1/_2$ или $^1/_3$ длины доски или половине длины накладки, в зависимости от способа перекрытия стыков;
$[T_{гв}]$ — допускаемое усилие на один «срез» гвоздя.

При перекрытии стыков на $^1/_3$ длины доски (рис. 361, *б*) или при устройстве боковых накладок допускаемое усилие на один «срез» гвоздя определяется как для односрезного сопряжения по наименьшему значению из двух формул:

$$[T_{гв}] = 0{,}4\, d_{гв}^2 \sqrt{[\sigma_и]_н \cdot [\sigma_{см}]_б}; \qquad (104—48)$$

$$[T_{гв}] = 0{,}25\, ad_{гв}\, [\sigma_{см}]_б. \qquad (105—48)$$

При перекрытии стыков на $^2/_3$ длины доски (рис. 361, *в*) допускаемое усилие на один «срез» гвоздя в местах, обозначенных через $l_{ст}$ (крайние

трети средних досок), определяется как для односрезного сопряжения по наименьшему значению из формул (104—48) и (105—48). В местах, обозначенных через l'_{cm} (средние трети средних досок),—как для двухсрезного

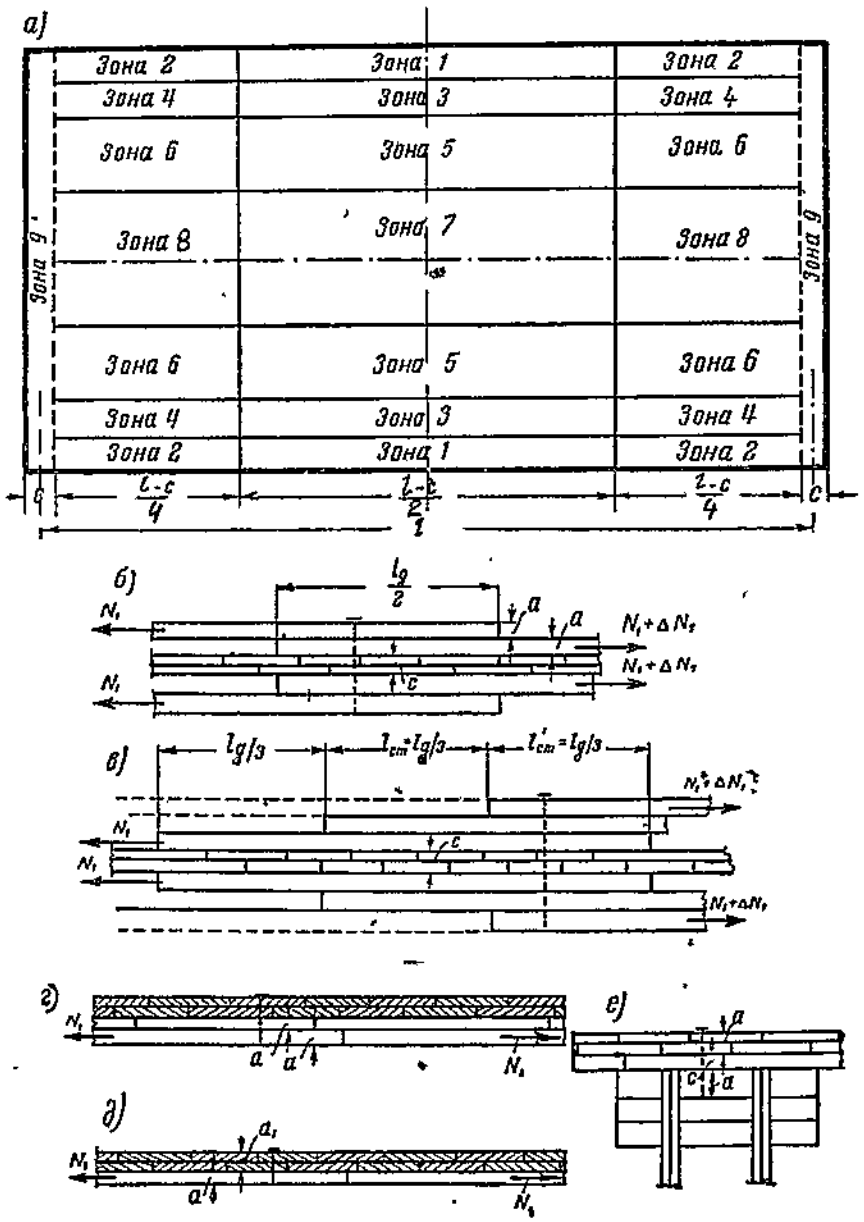


Рис. 361. Зоны гвоздевого забоя в ребристом своде-оболочке

несимметричного сопряжения по наименьшему значению из трех формул (104—48), (105—48) и (106—48):

$$[T_{ze}]=k_{cp}cd_{ze}[\sigma_{cм}]_{б}, \qquad (106-48)$$

где

$$k_{cp}=\frac{0{,}5}{1+\frac{c}{5d_{ze}}}\leqslant 0{,}2; \qquad (107-48)$$

здесь $d_{гв}$ — диаметр гвоздя;

a — толщина крайнего элемента;

c — толщина среднего элемента;

$[\sigma_и]_и$ — допускаемое напряжение на изгиб гвоздя;

$[\sigma_{см}]_б$ — допускаемое бортовое напряжение смятия древесины.

В зоне 2 решающее значение имеет восприятие гвоздевым забоем сдвигающих усилий между поясами и перекрестной стенкой.

В этом случае $[T_{гв}]$—допускаемое усилие на один «срез» гвоздя для двухсрезного симметричного сопряжения (рис. 361, *б* и *в*) определяется как наименьшее значение из трех формул (104—48), (105—48) и (108—48):

$$[T_{гв}] = 0{,}8 k_{ср} c d_{гв} [\sigma_{см}]_б, \qquad (108-48)$$

где

$$k_{ср} = \frac{0{,}5}{1 + \frac{c}{5 d_{гв}}} \leqslant 0{,}25;$$

здесь c — суммарная толщина косых настилов; 0,8 — коэфициент, учитывающий составность среднего элемента, согласно § 62 Н и ТУ.

В зонах 3—4, соответствующих растянутому продольному настилу, количество гвоздей принимается равным наибольшему из значений, определяемых из следующих условий.

а) Из условия перекрытия стыков растянутого продольного настила количество гвоздей определяется по формуле (102—48). При этом, если растянутый продольный настил состоит из двух слоев (рис. 361, *г*), $[T_{гв}]$ определяется как наименьшее значение из двух формул (104—48) и (105—48).

Если же перекрытие стыков продольного настила осуществляется через косой настил (рис. 361, *д*), то $[T_{гв}]$ определяется как наименьшее значение из трех формул (104—48), (105—48) и (109—48):

$$[T_{гв}] = 0{,}7 \cdot 0{,}25 a_1 d_{гв} [\sigma_{см}]_б. \qquad (109-48)$$

В последней формуле a_1—суммарная толщина косых настилов;

0,7—коэфициент, учитывающий составность сечения косых настилов согласно § 62 Н и ТУ.

б) Из условия прикрепления продольного настила к косому количество гвоздей определяется по формуле (103—48), причем $[T_{гв}]$ находится как наименьшее значение из трех формул (104—48), (105—48) и (109—48).

в) Из условия перекрытия стыков растянутого косого настила количество гвоздей определяется по формуле:

$$n'_{гв} = \frac{k (D)_{доски}}{[T_{гв}]}. \qquad (110-48)$$

Здесь $n'_{гв}$ — количество гвоздей на длине $l_{ст}$—перекрытия стыка косого настила;

$(D)_{доски}$ — усилие в одной доске косого настила, определяемое без учета стыков;

k — коэфициент, учитывающий увеличение усилия $(D)_{доски}$, благодаря наличию стыков и равный

при перекрытии стыков на $^1/_2$ длины доски $k = 2$;

» » » » $^1/_3$ » » $k = 1{,}5$;

$[T_{гв}]$—допускаемое усилие на один «срез» гвоздя из условия его работы в направлении косого настила, определяемое по формулам (104—48) и (105—48).

В зонах 5—6—7—8 сжатого продольного настила количество гвоздей принимается равным наибольшему из значений, определяемых из условий:

а) прикрепления косых настилов к продольному по формуле (103—48);

б) перекрытия стыков растянутого косого настила по формуле (110—48), причем $[T_{гв}]$ определяется как наименьшее значение из формул (104—48) и (105—48);

в) обеспечения работы сжатого пояса на сжатие с продольным изгибом.

В з о н е 9 необходимое количество гвоздей для прикрепления оболочки к торцовой стене определяется из условий:

а) перекрытия стыков растянутых участков торцового пояса по формуле (102—48);

б) передачи сдвигающего усилия от косых настилов торцовому поясу:

$$n_{гв} = \frac{T}{[T_{гв}]}; \qquad (111-48)$$

Здесь T—сдвигающее усилие в оболочке у торцовой стены;

$[T_{гв}]$—допускаемое усилие на один «срез» гвоздя, определяемое по формулам (104—48), (105—48) и (108—48).

При передаче сдвигающих усилий от косых настилов непосредственно торцовой стенке необходимое количество гвоздей определяется по формуле (111—48), причем $[T_{гв}]$ в этом случае будет равно наименьшему из значений, определяемых по формулам (104—48) и (109—48).

Сжатый участок сжато-растянутого торцового пояса необходимо прикреплять к торцовой стенке болтами во избежание выпучивания пояса.

Количество гвоздей для сопряжения оболочки с ребрами на единицу длины дуги определяется по формуле:

$$[n_{гв}] = \frac{T_p}{[T_{гв}]}. \qquad (111'-48)$$

Здесь T_p—сдвигающее усилие, возникающее между сводом-оболочкой и ребром (максимальное по величине на данном участке);

$[T_{гв}]$—допускаемое усилие на один «срез» гвоздя (рис. 361, *е*), определяемое по наименьшему значению из формул (104—48), (105—48), (106—48) и (109—48). Поскольку при забивке гвоздей с верхнего косого настила встречаются затруднения по их размещению (при расстановке приходится учитывать 4 пересекающихся под углами 45°, 90° и 135° направления досок), то прибегают к забивке гвоздей с поверхности продольного настила. В этом случае расчет ведется по формулам (104—48) и (105—48).

Деревянные торцовые стены рассчитываются как плоскостные системы на воздействие сдвигающих усилий T при непосредственном примыкании свода-оболочки к торцовой стенке и на воздействие радиально направленных усилий O (рис. 353) при устройстве растянутого или сжато-растянутого пояса.

На те же радиальные усилия рассчитываются и торцовые стенки из кирпича или из железобетона.

При проектировании сводов-оболочек больших пролетов следует обеспечивать возможность свободного удлинения растянутого и укорочения сжатого поясов.

При устройстве деревянных торцовых стенок это может быть осуществлено за счет свободы поворота верхних частей торцовых стенок при опирании их на гибкие колонны или рамы. Перемещение вершин одной или обеих рам при повороте фундаментов или упругом изгибе стоек должно соответствовать удлинению растянутого пояса.

В случае затруднительности такого решения подвижность опоры должна быть обеспечена при помощи катков.

Ввиду неизбежности появления упругих и пластических деформаций своду-оболочке должен быть придан строительный подъем, максимальное значение которого в середине свода-оболочки принимается обычно равным $f_{стр} = \frac{l}{200}$.

Д. Возведение ребристых сводов-оболочек

Наиболее совершенным способом возведения ребристых сводов-оболочек является сборка их на подвижных лесах[1].

По бортам свода-оболочки располагаются леса эстакадного типа, служащие опорами для ребер.

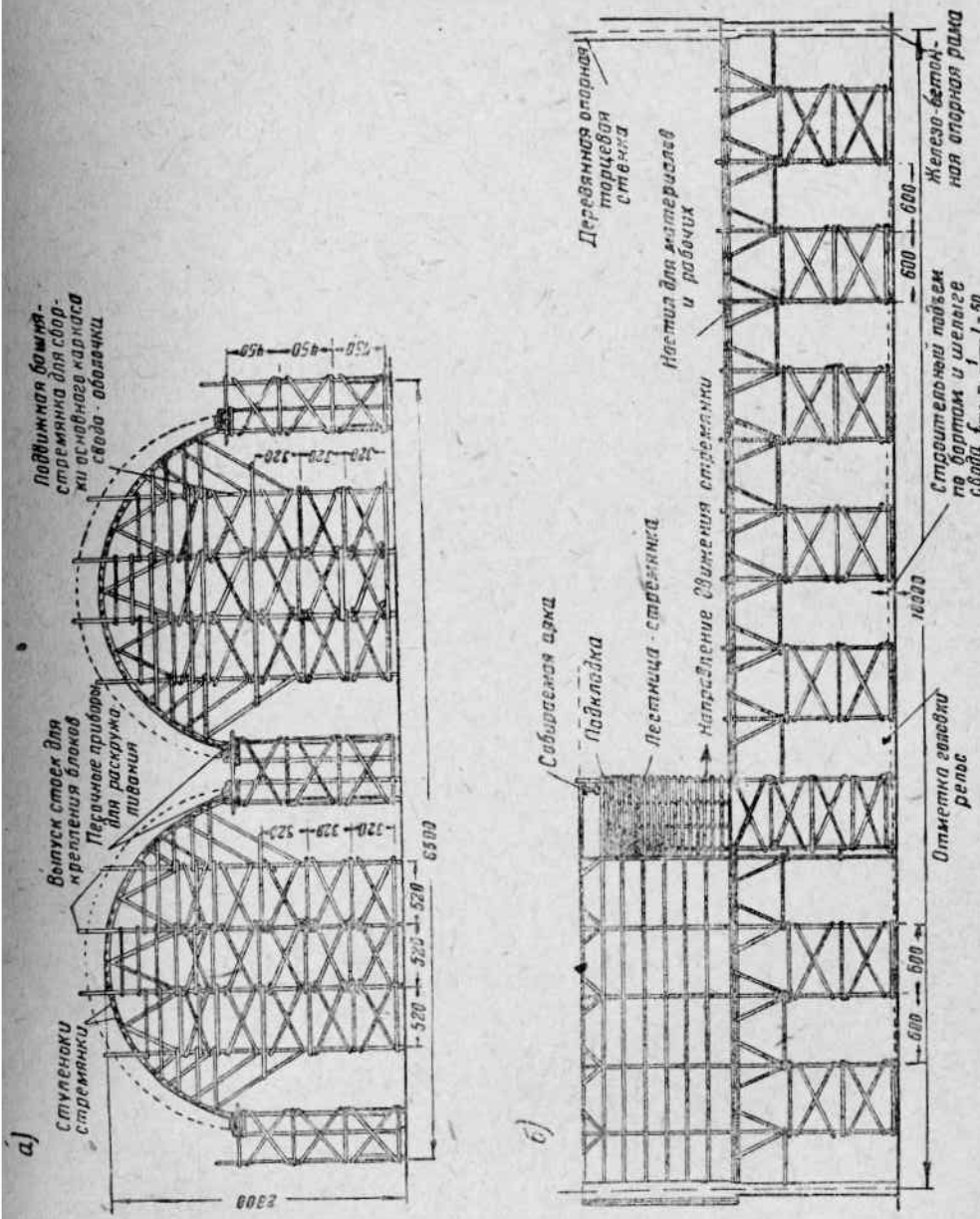


Рис. 362 *. Леса для сборки ребристого свода-оболочки: а—поперечный и б—продольный разрезы

Ребра собираются в вертикальном положении на подвижной башне-стремянке. Башня-стремянка, конструкция которой показана на рис. 362, движется по рельсовому пути, профиль которого соответствует строительному подъему. На башне-стремянке обычно собираются одновременно два ребра и соединяются

[1] Сборка ребристого свода-оболочки на подвижных лесах разработана в ЛДК ЦНИПС инж. Ершовым П. Н.

* Рис. 362 соответствует лесам для сборки сводов-оболочек пролетом $L=99{,}83$ м (рис. 364).

между собой всеми элементами каркаса: прогонами, вспомогательными кружальными арочками, подкосами и т. д.

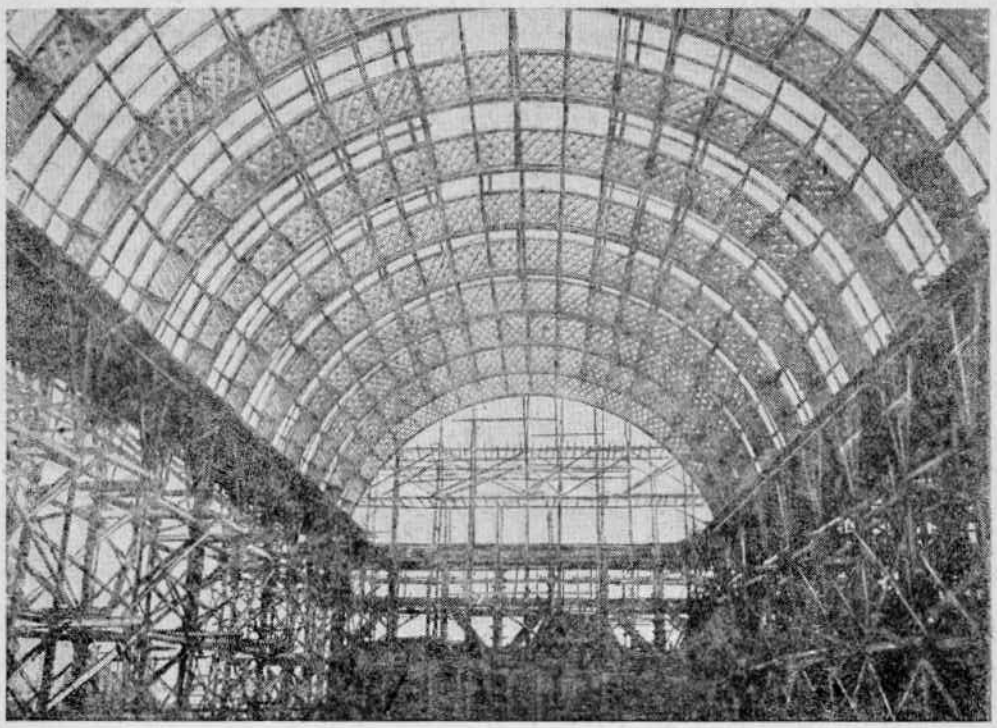


Рис. 363. Ребра, прогоны, вспомогательные арочки в собранном виде при возведении свода-оболочки $L=90{,}83$ *м*

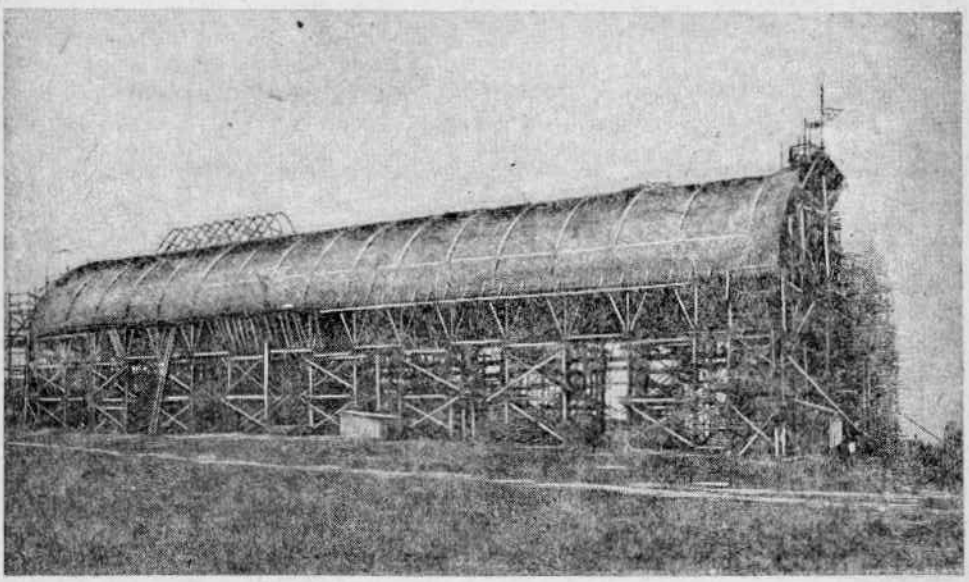


Рис. 364. Ребристый свод-оболочка $L=99{,}83$ *м* в собранном виде перед укладкой кровли

Пяты ребер обычно устанавливаются на клиньях или при больших пролетах на песочницах, позволяющих равномерно раскружалить свод.

После сборки ребер производится нашивка всех настилов свода.

Внутренняя подшивка и отделка ведутся с башни после окончания сборки свода и кровельных работ.

Передвижка подвижных лесов осуществляется лебедками.

При небольших размерах свода-оболочки ребра собираются внизу на бойке и готовыми поднимаются на эстакадные леса, расположенные по продольным сторонам свода. При монтаже прогонов и настилов свода ребра используются вместо лесов.

Возведение сводов-оболочек не требует ни высококвалифицированной рабочей силы, ни специальных сложных приспособлений для сборки. Поскольку, однако, возведение сводов-оболочек требует правильного и последовательного производства работ с внимательным размещением стыков и гвоздевого забоя, необходимо обеспечение тщательного технического надзора.

При укладке настилов следует исключительное внимание уделять правильному расположению стыков, учитывая, что после окончания постройки расположение стыков в промежуточных, а отчасти и в нижних слоях настилов не могут быть проверены; исправление ошибок в размещении стыков впоследствии крайне затруднительно, а иногда даже невозможно.

Доски в пакетах растянутого, сжатого и торцового поясов должны находиться друг над другом, в противном случае гвозди при забивке могут попасть в щели, вызвать расщепление досок и т. п.

Доски всех сжатых настилов необходимо приторцовывать. Гвоздевой забой следует вести с разметкой по шаблонам, обращая особое внимание на точную разметку при наличии гвоздевого забоя в промежуточных слоях.

На рис. 363 и 364 показаны отдельные этапы сборки ребристого свода-оболочки пролетом $L = 99{,}83$ *м*.

§ 49. ТОНКОСТЕННЫЕ СВОДЫ-ОБОЛОЧКИ[1]

А. Общие сведения

Деревянный тонкостенный свод-оболочка состоит из следующих основных элементов (рис. 365):

1) собственно оболочки, образуемой скрепленными на гвоздях продольным и двумя косыми настилами (сплошными или разреженными) и имеющей по краям-«бортам» оболочки утолщения (увеличение количества досок продольных настилов), воспринимающие растягивающие усилия («бортовой элемент» или растянутый пояс);

2) часто расставленных гибких арочек составного сечения из досок, подвешенных по всей длине к своду-оболочке;

3) торцовых стен.

Благодаря небольшим усилиям в шелыге, сжатый пояс в тонкостенном своде-оболочке обычно отсутствует.

Собственно оболочка и арочки воспринимают все внутренние усилия в своде, а торцовые стены—опорные давления.

Тонкостенным сводам-оболочкам свойственен ряд недостатков, ограничивающих область их применения. Основными из них являются:

1) Необходимость закрепления продольных краев свода-оболочки для предотвращения их горизонтального смещения.

Опыты и теоретические исследования показывают, что края тонкостенного свода-оболочки, свободно опертого на торцовые стены и не закрепленного по продольным сторонам, при воздействии внешних нагрузок получают большие горизонтальные перемещения. Эти перемещения должны быть предотвращены горизонтальными закреплениями краев оболочки, которые не должны, однако, препятствовать смещению краев в вертикальном направлении.

---

[1] Тонкостенные деревянные своды-оболочки были предложены и разработаны в ЛДК ЦНИПС проф. Карлсеном Г. Г., доц. Каганом М. Е. и инж. Ершовым П. Н. Одновременно и независимо свод-оболочка был предложен и осуществлен инженером Финк К. Д. в г. Ейске; см. [116].

Закрепление обычно осуществляется в виде специальной горизонтальной балки или фермы, работающей на весь пролет свода, или другими способами, излагаемыми ниже.

Это обстоятельство, а также уменьшение цилиндрической жесткости и устойчивости самой оболочки с увеличением радиуса кривизны дуги свода ограничивают пределы применения тонкостенных сводов-оболочек пролетом, примерно, до 40 *м*.

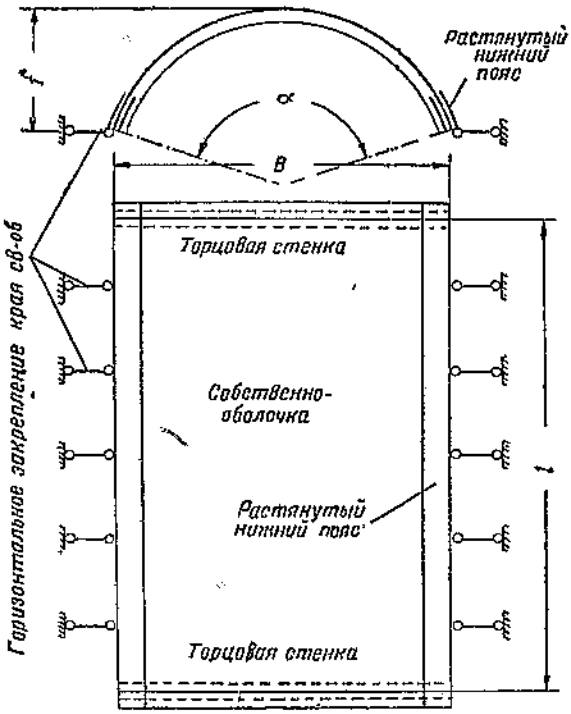


Рис. 365. Основные элементы тонкостенного свода-оболочки

2) Осуществление прорезов в тонкостенных сводах для световых или вентиляционных фонарей, а также подвеска сосредоточенных грузов конструктивно затруднены: световой фонарь требует устройства у прореза специального жесткого борта, а подвеска даже небольшого сосредоточенного груза — распределения давления от него на значительную площадь.

3) Сборка тонкостенных сводов-оболочек производится исключительно на стационарных лесах, расставленных по всему плану покрытия, что иногда затрудняет или даже вовсе исключает применение этой конструкции.

На основании имеющихся опытных данных в тонкостенных сводах-оболочках кругового очертания (рис. 365) отношение пролета (длины) l оболочки к ее ширине B рекомендуется назначать $\frac{l}{B} \leqslant 2{,}5—3$. Чем более пологой выбрана кривая свода-оболочки, тем меньше должно быть взято отношение $\frac{l}{B}$.

Отношение высоты f свода-оболочки к расчетному пролету l принимается: $\frac{f}{l} \approx \frac{1}{5} \div \frac{1}{6}$ при центральном угле $\alpha > 120°$.

Б. Описание конструкции тонкостенных сводов-оболочек

Тонкостенные своды-оболочки различаются в зависимости от типа кровли и от наличия или отсутствия в своде-оболочке прорезов для светового или вентиляционного фонаря.

Конструкция свода-оболочки под железную крышу показана на рис. 366 и 367. Железные листы кровли крепятся к продольному настилу в виде обрешетки из брусков.

При устройстве прореза для светового или вентиляционного фонаря косой настил и продольные брусочки у прореза прерываются. Возникающие благодаря этому в прилегающих к прорезу частях дополнительные усилия воспринимаются поясами из нескольких рядов досок, расположенных вдоль края прореза по длине оболочки (рис. 366). Арочки должны быть все или частично (по расчету) пропущены через прорез.

Размещение стыков, гвоздевой забой и примыкание элементов к торцовой стенке аналогичны таковым в ребристых сводах-оболочках.

В случае устройства рубероидной кровли (рис. 368) продольный, сплошной или разреженный настил переносится внутрь покрытия; внешний косой

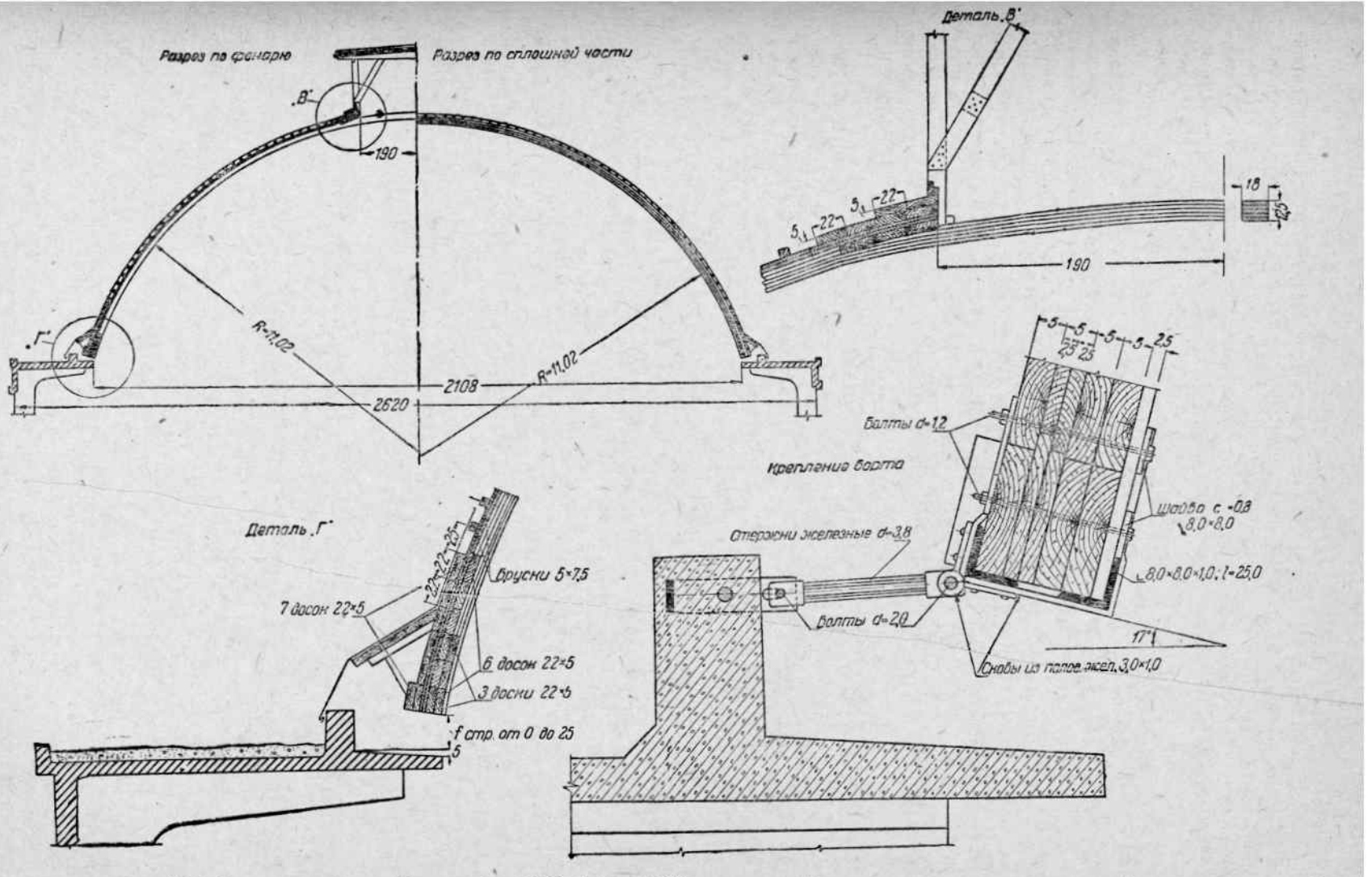


Рис. 366. Тонкостенный свод-оболочка $L = 42{,}56$ м и $B = 21{,}08$ м, служащий покрытием над зданием стекольной печи

сплошной настил при этом делается из узких (шириной 5—8 *см*) дощечек и непосредственно служит «защитным» настилом под рубероидную кровлю. Ввиду повышенной опасности монтажного увлажнения совмещенной конструкции и конденсации водяных паров на изнанке рубероида в этом варианте свода-оболочки особенно большое значение приобретает антисептирование внешних настилов.

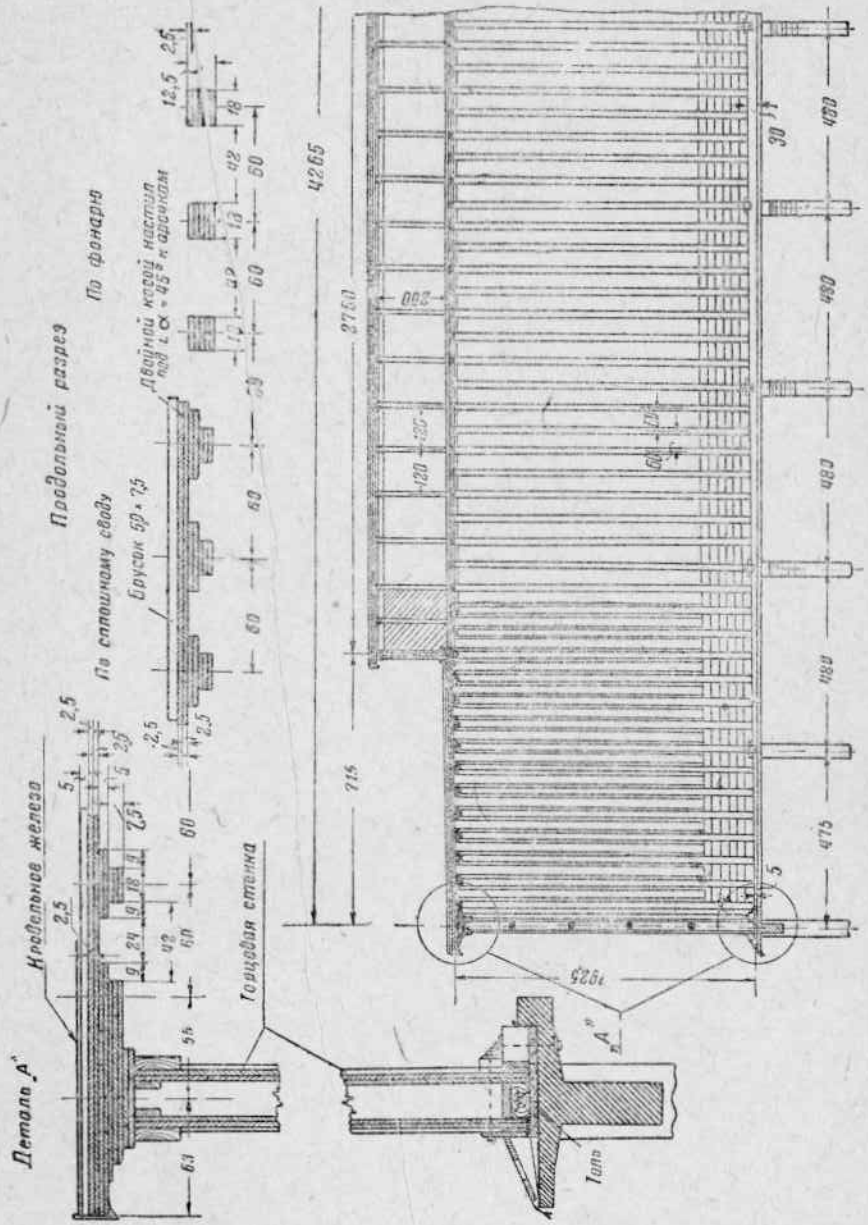


Рис. 367. Тонкостенный свод-оболочка, служащий покрытием над зданием стекольной печи

По тем же соображениям применение сплошной рубероидной кровли вообще не рекомендуется для утепленных решений деревянных сводов-оболочек.

В утепленных покрытиях термоизоляционные плиты следует располагать между арочками. Расстояние между арочками в свету в таком решении рекомендуется выбирать равным ширине плитного утеплителя. При всех условиях подшивка утеплителя должна производиться только после окончания кровельных работ и проверки надежности гидроизоляции.

Закрепление края тонкостенного свода-оболочки может быть осуществлено различными способами.

При наличии капитальных устойчивых продольных стен, железобетонных рам и т. п. горизонтальное закрепление края растянутого пояса осуществляется рядом качающихся опор, расположенных по всей длине свода-оболочки (рис. 366).

При отсутствии устойчивых продольных стен закрепление края свода-оболочки может быть достигнуто при помощи горизонтальной балки, которая одним краем подвешивается к борту свода-оболочки, а другим опирается на каркас продольной стены (рис. 368). Горизонтальная балка обычно закрепляется на торцовых стенах здания и работает на изгиб с пролетом, равным полной длине свода.

Многорядовых решений тонкостенных сводов-оболочек не следует применять, поскольку снеговые мешки в ендовах между сводами могут вызвать деформации нежесткой в поперечном направлении конструкции.

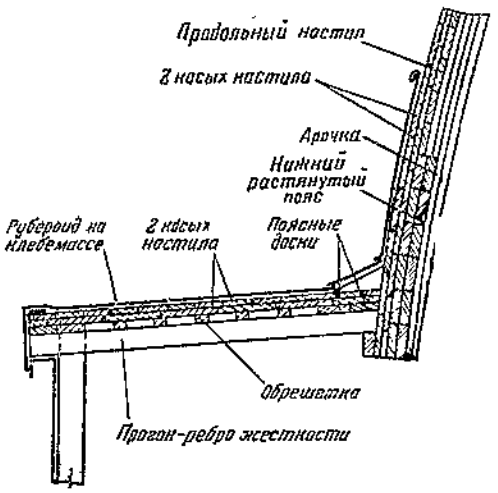


Рис. 368. Горизонтальная балка для закрепления края свода-оболочки

Ввиду неизбежности появления упругих и пластических прогибов своду-оболочке должен быть придан строительный подъем, максимальное значение которого в середине свода-оболочки принимается равным $f_{стр} = \frac{l}{200}$.

В. Расчет элементов тонкостенных сводов-оболочек

Внутренние усилия от внешней нагрузки в тонкостенном своде-оболочке могут быть определены приближенно по безмоментной или более точно по моментной теории расчета.

Вырезая двумя сечениями по образующей и по направляющей дуге поперечного сечения свода-оболочки элемент $dxds$, заменяем воздействие отброшенной части на рассматриваемую: нормальным усилием по длине свода-оболочки N_1, нормальным усилием по поперечному сечению свода-оболочки N_2, касательными усилиями T_1 и T_2, поперечными силами Q_1 и Q_2, изгибающими моментами M_1 и M_2 и крутящими моментами H_1 и H_2 (рис. 369).

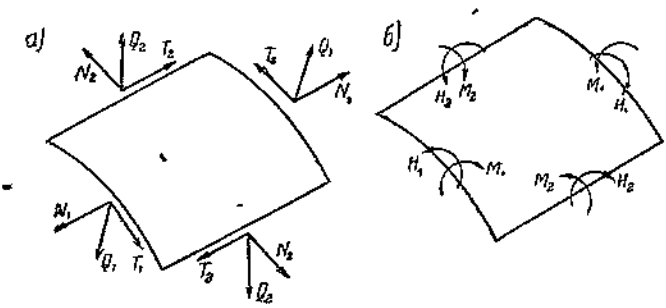


Рис. 369

При расчете свода-оболочки по безмоментной теории пренебрегают изгибающими моментами M_1 и M_2, соответствующими им поперечными силами Q_1 и Q_2 и крутящими моментами H_1 и H_2, а учитывают только нормальные силы N_1 и N_2 и касательные T.

Безмоментная теория[1] не дает действительного распределения нормальных и касательных усилий в сводах-оболочках, поэтому ею можно пользоваться только для приближенных подсчетов.

[1] См. [3].

Опыт и теоретические исследования показали, что в круговой оболочке влияние на работу оболочки продольных изгибающих моментов M_1 и крутящих моментов H_1 и H_2 незначительно, и потому при расчете ими можно пренебречь; влияние же поперечных изгибающих моментов M_2 существенно сказывается на значении нормальных сил, поэтому расчет сводов-оболочек следует вести по моментной теории.

Определение внутренних усилий в сводах-оболочках обычно ведется по графикам, составленным проф. Власовым В. З. и инж. Гольденвейзером А. Л.[1]. Графики учитывают как изгибающие, так и крутящие моменты и составлены для сводов-оболочек, наиболее часто встречающихся на практике геометрических размеров.

Поверка напряжений заданных сечений отдельных элементов тонкостенных сводов-оболочек ведется по методу, изложенному для ребристых сводов-оболочек.

Поверка напряжений в сжатых зонах свода-оболочки может производиться без учета коэфициента φ, так как при испытании моделей тонкостенных сводов-оболочек в Лаборатории деревянных конструкций ЦНИПС для нагрузок, близких к разрушающим, потери устойчивости продольных настилов в сжатых зонах не наблюдалось.

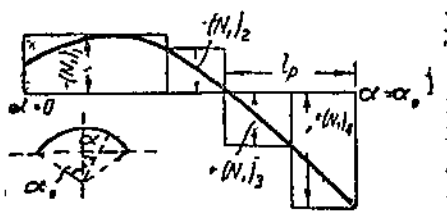


Рис. 370.

При подборе сечений или поверке напряжений сжатую зону свода-оболочки принимают за один участок при сплошном продольном настиле или разбивают на несколько участков при разреженном настиле (например, участок первый и второй, рис. 370).

Растянутую зону свода-оболочки обычно разбивают на два приблизительноравных участка — третий и четвертый.

Участок четвертый соответствует местоположению растянутого пояса, воспринимающего наибольшие растягивающие усилия.

Для восприятия небольших растягивающих усилий на третьем участке в работу вводится половина или две трети всех досок или брусков продольного настила в зависимости от способа размещения стыков вразбежку. При этом учитывается передача через арочки усилий с досок, прерываемых в данном месте, соседним доскам.

Расположение стыков в сжатой зоне и перекрытие стыков в растянутой зоне ведутся по способам, изложенным для ребристых сводов-оболочек.

Площадь ослабления гвоздями для четвертого участка может быть принята приблизительно 15—20% $F_{нт}$, а для третьего участка 10% $F_{нт}$, где $F_{нт}$—площадь нетто растянутого настила.

Напряжения в арочках тонкостенного свода-оболочки поверяются по формуле:

$$\frac{M_2}{W_{нт}} + \frac{N_2}{F_{нт}} \leqslant [\sigma_c], \qquad (1-49)$$

где M_2 и N_2 — наибольший изгибающий момент и соответствующая ему нормальная сила, отнесенные к одной арочке;

$W_{нт}$ — момент сопротивления нетто и $F_{нт}$ — площадь нетто поперечного сечения арочки.

При расчете гвоздевого забоя поверхность свода-оболочки в соответствии с эпюрами нормальных усилий делится на ряд зон, аналогичных зонам ребристого свода-оболочки (рис. 361).

Определение количества гвоздей в зонах 1 и 2 ведется по формулам (102—48) и (103—48).

---

[1] См. [2].

Так как, рассчитывая тонкостенный свод-оболочку по графикам, мы получаем усилия N_1 и T, отнесенные к ширине 1 *см*, то нормальное усилие для одной доски, входящее в формулу (102—48), будет равно $(N)_{1\,доски}=N_1 b$, а приращение нормального усилия, отнесенное к одной доске, входящее в формулу (103—48), будет равно $(\Delta N)_{1\,доски}=\Delta N_1 b$, где b — ширина доски в сантиметрах.

Зоны 3 и 4 соответствуют растянутому участку выше нижнего растянутого пояса; в них обычно назначают гвоздевой забой двух типов: тип 1— для прикрепления продольного настила к арочкам в связи с необходимостью перекрытия в нем растянутых стыков (гвозди забиваются с продольного настила непосредственно в арочки) и тип 2— для прикрепления косого настила к продольному.

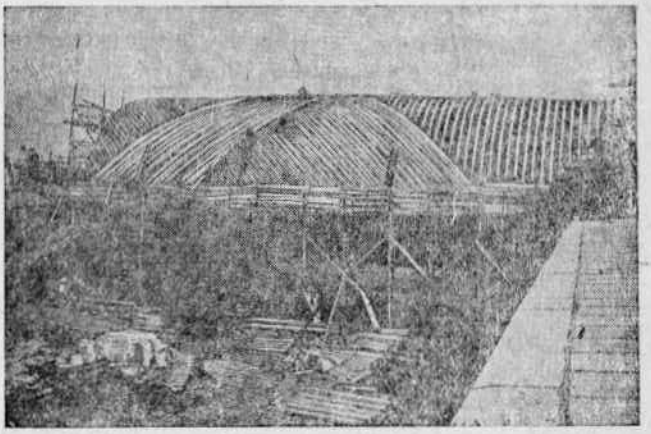


Рис. 371. Тонкостенный свод-оболочка $L=42{,}56$ *м*; $B=21{,}08$ *м* над зданием стекольной печи

Количество гвоздей, необходимое для прикрепления одной доски продольного настила к одной арочке: определяется по формуле,

$$n_{гв}=\frac{N_1 b k s_p}{l_{ст}\,[T_{гв}]}\cdot \quad (2-49)$$

Здесь k — коэфициент, определяемый в зависимости от способа перекрытия стыков: при перекрытии стыков на половине длины доски $k=2$, на одной трети доски $k=1{,}5$;

s_p — расстояние между арочками;

$l_{ст}$ — длина стыка;

$[T_{гв}]$ — допускаемое усилие на 1 «срез» гвоздя, определяемое по наименьшему значению из двух формул (104—48) и (105—48).

Гвоздевой забой, необходимый для прикрепления косого настила к продольному, определяется по наибольшему количеству гвоздей, необходимых из условий:

1) прикрепления продольного настила к косому по формуле (103—48);

2) перекрытия стыков в растянутом косом настиле по формуле (110—48).

Зоны 5, 6, 7 и 8—сжатые зоны, в которых стыки решаются непосредственным упором. Количество гвоздей для прикрепления косого настила к продольному и для перекрытия стыков в растянутом косом настиле определяется аналогично зонам 3 и 4.

Так же как и для ребристых сводов-оболочек, можно доказать, что при принятом способе распределения усилий N_1, N_2, T и M_2 между отдельными элементами тонкостенного свода-оболочки сдвигающее усилие T_p на единицу длины шва между арочкой и оболочкой равно сдвигающим усилиям T, накопленным на участке длины свода между арочками s_p. Необходимое количество гвоздей для прикрепления арочки к своду-оболочке на единицу длины арочки определится по формуле:

$$n_{гв}=\frac{T_p}{[T_{гв}]}\cdot \quad (3-49)$$

Необходимое количество гвоздей для скрепления отдельных досок арочек между собой принимается по наибольшему значению, определяемому из двух условий:

а) Из условия перекрытия стыков растянутой части сечения арочек по усилию в крайней доске:

$$(N_+)_a=\left(\frac{M_2}{W_{нт}}-\frac{N_2}{F_{бр}}\right)\cdot F_{доски}. \quad (4-49)$$

Соответствующее количество гвоздей на единицу длины арочки

$$n_{гв} = \frac{(N_+)_A}{[T_{гв}]\, l_{ст}} . \qquad (5-49)$$

Здесь $F_{доски}$—площадь сечения одной доски, а $l_{ст}$—длина перекрытия ее стыка.

б) Из условия восприятия сдвигающих усилий:

$$T_a = \frac{(M_2' - M_2'')\, S_{бр}}{J_{бр}} ; \qquad (6-49)$$

$$n_{гв} = \frac{T_a}{[T_{гв}]} , \qquad (7-49)$$

где $(M_2' - M_2'')$—приращение изгибающих моментов на рассматриваемом участке по длине арки.

Прикрепление косого настила к торцовой стенке или торцовому поясу оболочки и скрепление досок растянутого или сжато-растянутого пояса между собой рассчитываются по формулам (111—48) и (102—48).

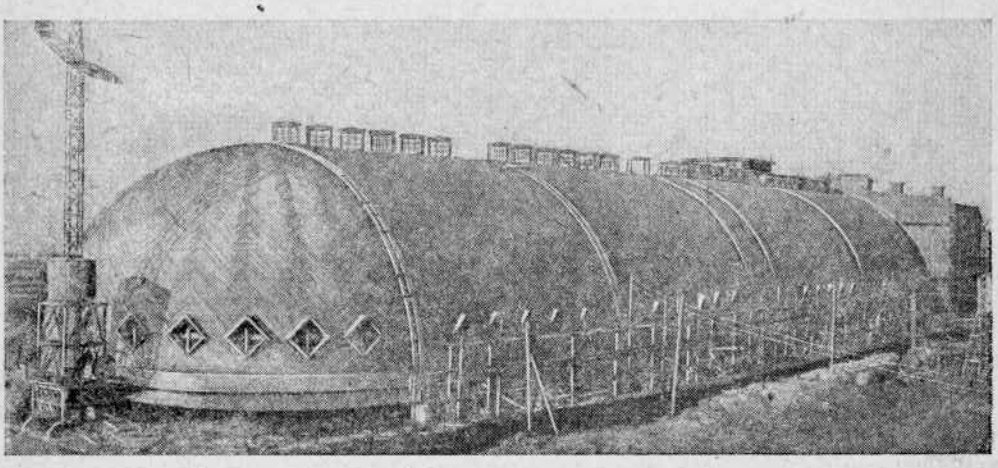


Рис. 372. Многопролетный тонкостенный свод-оболочка над складом монтан-селитры

Сборка тонкостенных сводов-оболочек обычно производится на сплошных лесах. При небольшом собственном весе свода-оболочки малого пролета возможна сборка ее на земле и подъем на опоры в собранном виде.

Требования, предъявляемые к качеству и порядку сборки тонкостенных сводов-оболочек, ничем не отличаются от требований, предъявляемых к ребристым сводам-оболочкам. На рис. 371 изображена укладка косых настилов тонкостенного свода-оболочки пролетом $l = 42,56$ *м* и $B = 21,08$ *м*.

На рис. 372 показано покрытие над складом[1], осуществленное в виде четырех тонкостенных деревянных сводов-оболочек пролетом $l = 25$ *м* и шириной $B = 32,70$ *м*.

ГЛАВА V

КУПОЛЫ

§ 50. ПЛОСКОСТНЫЕ КУПОЛЫ

Наиболее употребительные плоскостные купола состоят из ряда сквозных или сплошных поставленных радиально по кругу трехшарнирных арок, сходящихся наверху в одной точке (рис. 373, схема 7 табл. 20). Являясь купольной

[1] См. [122].

конструкцией не по существу, а по форме, плоскостные куполы работают и рассчитываются как обычные трехшарнирные плоские арки.

Конструктивные элементы кровли не принимают участия в работе всего сооружения в целом и служат лишь для передачи нагрузок на несущие арки и для связи между ними.

Пролеты, перекрываемые такими куполами, достигают 50 *м* и более.

Основные габаритные соотношения принимаются в них такие же, как в плоских трехшарнирных арках.

Примером построенного плоскостного купола может служить покрытие цирка в г. Иванове (строительство 1931—1932 гг., рис. 373). Несущая конструкция купола состоит из 32 полуарок, поставленных на равных расстояниях одна от другой, с решеткой типа Гау (рис. 374). Очертание оси арки выбрано близко к кривой давления от постоянных нагрузок; максимальная высота сечения арки ~1,3 *м*, что дает отношение

$$\frac{h}{l} = \frac{1{,}3}{50} = \frac{1}{38}.$$

Детали промежуточного узла фермы показаны на рис. 375.

В вершине купола полуарки упираются в чугунную полую отливку, образующую верхний шарнир (рис. 376, *а*). Для точной фиксации концов полуарок в чугунной отливке поставлены стальные шпонки. Нижние шарниры арки выполнены при помощи чугунных балансиров (рис. 376, *б*).

Поперечная устойчивость арок по проекту обеспечивалась шестью рядами поперечных ферм, скрепленных болтами с основными арками (рис. 373 и 374).

Кровля купола железная по обрешетке поддерживалась опирающимися на арки прогонами с дощатой обшивкой снизу и сверху прогонов.

В процессе возведения купола выявилась недостаточная жесткость арок как в плоскости их, так и в поперечном направлении.

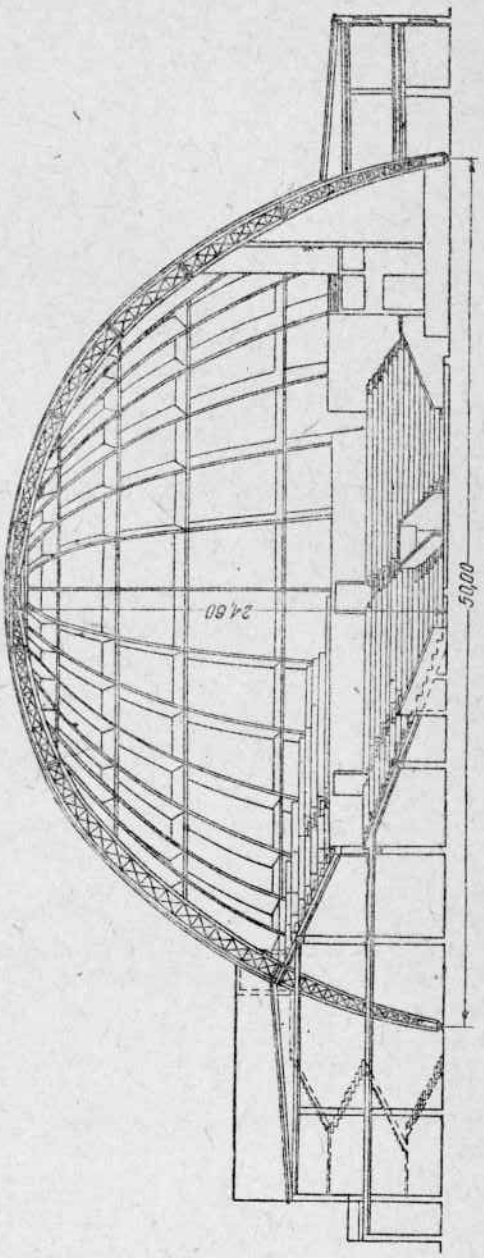


Рис. 373. Разрез здания цирка в г. Иваново

Для устранения возможности выпучивания арок из плоскости были введены дополнительные крестообразные связи между соседними арками, а жесткость поясов арок была увеличена дополнительной постановкой нагелей в панелях поясов.

Описанная конструкция купола имеет ряд существенных недостатков: большое число тонких досок поясов арок образует большое число швов сдвига, уменьшающих жесткость арок.

Сама система арок в виде ферм Гау требует сухого леса, так как иначе усушка поясов в процессе эксплоатации сооружения приведет к расстройству

узлов и вызовет добавочные деформации арок. Необходимая (как и в обычных мостовых фермах Гау) периодическая подтяжка тяжей при большой высоте покрытия затруднительна. Наконец, с точки зрения обеспечения пространственной жесткости покрытия, конструкция кровли, примененная в куполе, недостаточно эффективна ввиду отсутствия косых настилов, а также благодаря

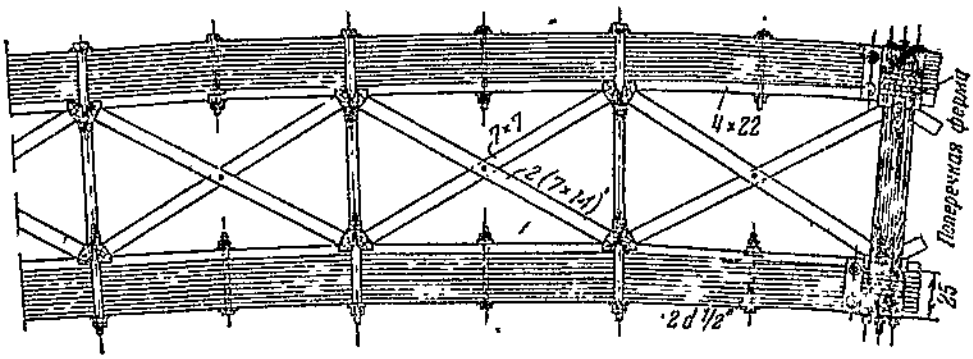


Рис. 374. Часть фасада несущей арки цирка в г. Иваново

недостаточной связи каждого яруса прогонов кровли в месте их опирания на арки.

Изготовление основных несущих элементов купола—полуарок—производилось на бойке.

Для монтажа купола в центре его была установлена надежно раскрепленная деревянная башня (рис. 377).

В целях уменьшения бокового давления на центральную башню установка арок велась в последовательном порядке с одной и с другой стороны башни, не допуская односторонней установки более чем одной полуарки.

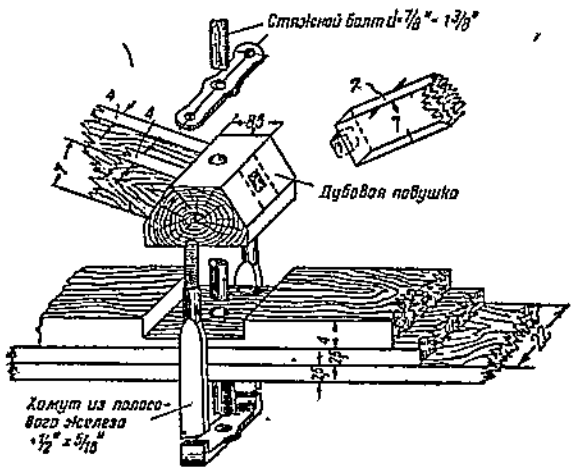


Рис. 375. Деталь основного узла арки

Несмотря на то что разгружающее влияние элементов кровли (прогонов, настилов) в расчете основных арок плоскостных куполов не учитывается, следует все же конструктивными мероприятиями включать их в пространственную работу для увеличения жесткости купола. Для этого прогоны соответствующего яруса кровли купола (т. е. расположенные в одном сечении купола горизонтальной плоскостью) нужно не только прочно прикреплять к верхнему поясу арок, но и связывать по длине между собой таким образом, чтобы они образовывали замкнутый и связанный в узлах многоугольник. В зависимости от направления возможных деформаций узлов основных арок прогоны, образующие соответственный кольцевой пояс купола, будут работать на сжатие или растяжение.

Кроме того, рекомендуется применение двойных перекрестных настилов в кровле и надежное прикрепление последних к прогонам.

Все эти не учитываемые расчетом конструктивные мероприятия преследуют цель связать кровельную конструкцию с конструкцией несущих элементов купола, приблизив его работу к работе более жесткого и надежного пространственного купола.

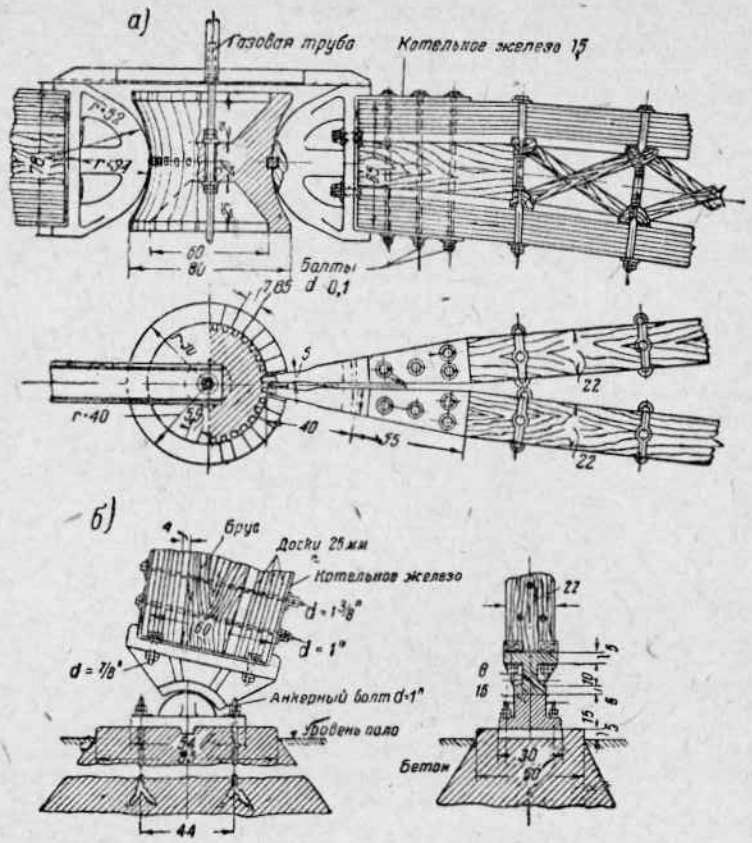


Рис. 376. Детали верхнего и нижнего шарниров арки

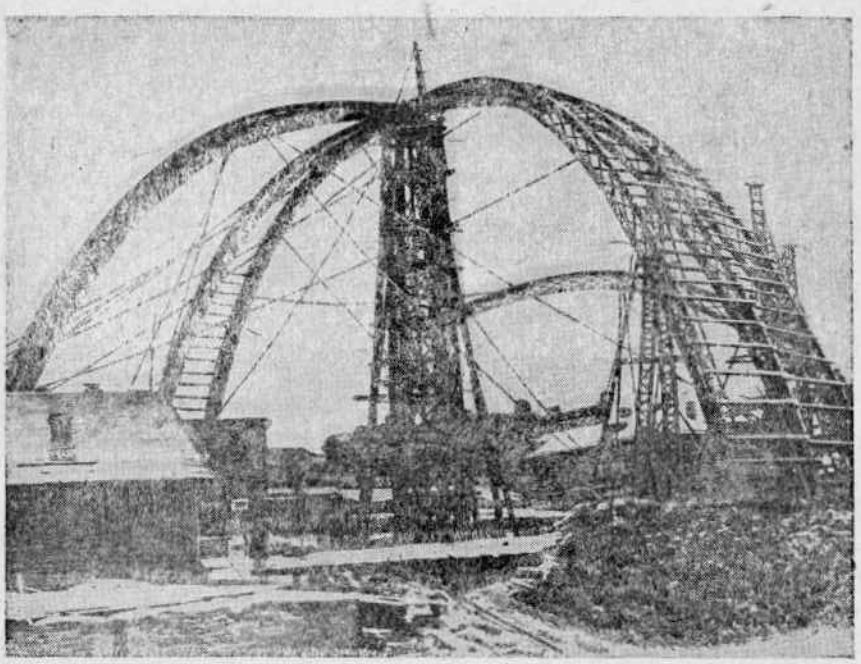


Рис. 377. Возведение несущих арок купола в г. Иваново

§ 51. СФЕРИЧЕСКИЕ КУПОЛЫ-ОБОЛОЧКИ

А. Конструкция сферических куполов-оболочек

В отличие от плоскостных куполов куполы-оболочки являются пространственной конструкцией, все элементы которой рассчитаны на участие в работе сооружения в целом.

Куполы-оболочки характеризуются хорошей жесткостью, малым расходом материала и простотой конструктивного решения.

Купол-оболочка в основном состоит, так же как и свод-оболочка, из нескольких скрепленных гвоздями слоев перекрестных дощатых настилов.

Очертание куполов-оболочек, как правило, принимается сферическим (в виде шарового сегмента). Отношение стрелы подъема f к пролету l купола (к диаметру круга основания) задается по архитектурным соображениям; для обычных покрытий принимается

$$\frac{f}{l}=\frac{1}{4}\div\frac{1}{6}.$$

В соответствии с большей или меньшей жесткостью на изгиб меридианного сечения куполы-оболочки делятся на ребристые и тонкостенные.

1. Тонкостенные купольі-оболочки (схема 8 табл. 20)

Тонкостенные куполы применяются при пролетах от 12 до 35 *м*. Различают следующие элементы купола (рис. 378): 1) меридианные арочки; 2) кольцевые настилы; 3) косые настилы; 4) верхнее кружальное кольцо; 5) нижнее опорное кольцо; 6) фонарь или заменяющая его конструкция; 7) кровля, термоизоляция, подшивка и другие ограждающие части покрытия.

Меридианные арочки, воспринимающие меридианные сжимающие усилия, упираются нижним концом в опорное кольцо, верхним—в кружальное. Арочка состоит из нескольких досок, уложенных плашмя друг на друга и сбитых гвоздями. Количество арочек выбирается с таким расчетом, чтобы расстояние между их осями по опорному кольцу находилось в пределах 0,8—1,5 *м*. Высота h арочки для придания куполу достаточной жесткости должна составлять не менее $\frac{1}{200}-\frac{1}{250}$ его пролета. Стыки досок арочки располагаются вразбежку, причем стыки верхней и нижней досок следует располагать не ближе 3—4 *м* от фонарного выреза. Ширина досок принимается 15—20 *см*.

Кольцевые настилы, воспринимающие сжимающие и растягивающие кольцевые усилия, располагаются по окружности горизонтальных сечений купола. Кольцевой настил состоит из двух слоев досок: нижнего, укладываемого непосредственно по арочкам купола, и верхнего, перекрывающего стыки нижнего. Стыки верхнего слоя сдвигаются относительно стыков нижнего слоя на половину длины доски. Оба слоя кольцевого настила прибиваются гвоздями к арочкам купола. Толщина досок кольцевого настила принимается обычно 1,9—2,5 *см*; ширина—10—16 *см*. В верхней части купола, у кружального кольца, двойной кольцевой настил заменяется одиночным из досок толщиной, равной сумме толщин двойного настила.

Косой настил, воспринимающий сдвигающие усилия, возникающие при несимметричной нагрузке купола, укладывается поверх кольцевых и состоит из одного слоя досок толщиной 1,9—2,5 *см*, располагаемых под углом ~45° от одной арочки до другой и образующих на поверхности купола «елочку».

Верхнее кружальное кольцо воспринимает сжимающие усилия от упирающихся в него арочек.

Если число арочек m, а ширина доски арочки b, то диаметр кружального кольца принимается $d_0=\frac{mb}{\pi}$.

Для уменьшения d_0 возможна небольшая подтеска досок арочек в месте их упора в кружальное кольцо.

Обычно кольцо состоит из двух половин—верхней и нижней, между которыми заходит средняя доска арочки; в этом месте обе половины кольца соединяются болтами.

Отверстие верхнего кружального кольца перекрывается фонарем или же закрывается деревянной крышей, несущие прогоны которой укладываются на кружальное кольцо.

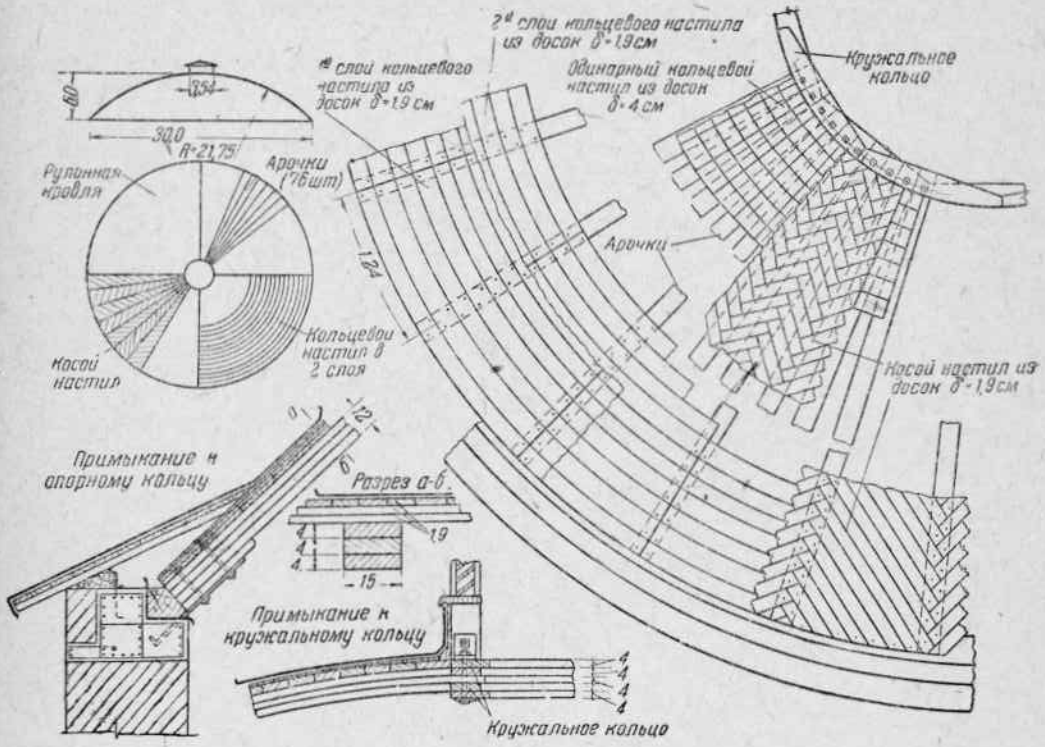


Рис. 378. Тонкостенный купол-оболочка пролетом 30 *м*

О п о р н о е к о л ь ц о работает на растяжение, воспринимая распор от арочек, и выполняется железобетонным, металлическим или (для куполов пролетом до 20 *м*) деревянным из гнутых досок.

Концы арочек должны быть заанкерены в опорном кольце, которое, в свою очередь, прочно соединяется с нижележащей опорной конструкцией.

2. Ребристые куполы-оболочки (схема 9 табл. 20)

Для пролетов 35—60 *м*, а также при необходимости подвески к куполу небольших сосредоточенных грузов следует применять более жесткие ребристые куполы (рис. 379).

Очертания ребристых куполов, габаритные соотношения и основные элементы принимаются такие же, как и в тонкостенных куполах.

Отличительной особенностью ребристых куполов являются меридианные жесткие ребра серповидной формы со сплошной или сквозной стенкой.

Помимо увеличения жесткости купола жесткие ребра способствуют приданию куполу правильной проектной формы при его возведении и облегчают его монтаж. Отношение высоты ребра в середине его длины к пролету купола не должно быть менее $\frac{1}{50}$—$\frac{1}{70}$.

Общее количество меридианных элементов ребристого купола назначается из условия расстановки их по опорному кольцу, примерно, через 1,5 *м*. Часть меридианных элементов осуществляется в виде гибких арочек, таких же, как

в тонкостенном куполе, часть в виде жестких ребер. Жесткие ребра ставятся через 3—6 *м* друг от друга по опорному кольцу. Между отдельными жесткими ребрами купола устраиваются поперечные связи, раскрепляющие нижние пояса ребер и обеспечивающие их устойчивость.

Кольцевые настилы ребристых куполов выполняются при малых пролетах такими же, как в тонкостенных куполах, а при больших пролетах, когда кривизна купола значительно меньше, они делаются однослойными из длинных брусочков квадратного сечения, сшиваемых между собой гвоздями со стыками, смещенными на половину их длины.

Общий вид и отдельные детали ребристого купола пролетом 50 *м* приведены на рис. 379.

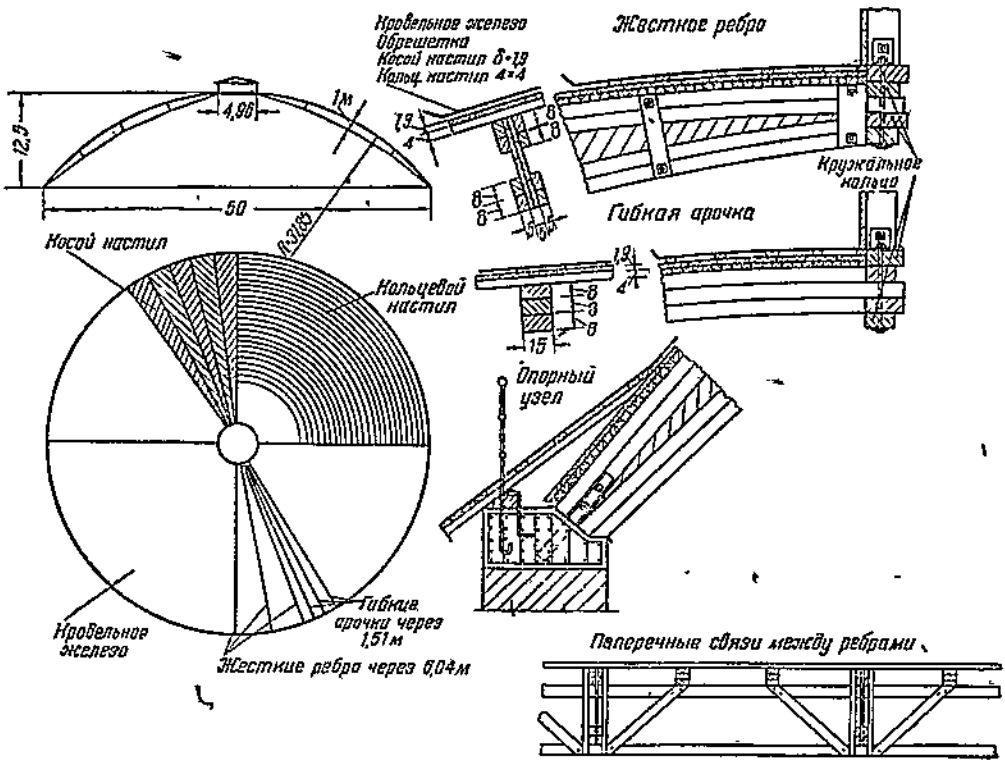


Рис. 379. Ребристый купол-оболочка пролетом 50 *м*

Б. Расчет сферических куполов-оболочек

Расчет деревянных куполов производится по общей безмоментной теории расчета куполов-оболочек[1]. Практика строительства показала, что такой расчет обеспечивает достаточную прочность и жесткость куполов при условии соблюдения вышеприведенных конструктивных указаний.

Меридианные арочки и ребра куполов воспринимают меридианные усилия T_1, кольцевые настилы—кольцевые усилия T_2, косые настилы—сдвигающие усилия S.

1. Определение усилий от собственного веса

Собственный вес купола складывается из: а) веса кровли, кольцевого и косого настилов, дающих нагрузку g_1, равномерно распределенную по поверхности купола, б) арочек—ребер купола, дающих нагрузку g_2, неравномерно распределенную по поверхности купола, увеличивающуюся к его вершине, и в) веса фонаря или заменяющей его конструкции.

[1] См., например, [132].

Усилия в арочках—ребрах купола

Усилие в арочке по данному горизонтальному кольцевому сечению купола, уровень которого определяется углом φ, отсчитываемым от вертикальной оси купола (рис. 380):

$$T_1 = \frac{Q_\varphi}{\sin\varphi m}, \qquad (1-51)$$

где Q_φ — вес всей вышележащей части купола; m — число арочек—ребер купола.

Усилие T_1 следует определить у опорного кольца, у кружального кольца и по середине между ними.

Усилия в кольцевом настиле

Усилие в кольцевом настиле на единицу его ширины может быть определено по формуле:

$$T_2 = ZR - T_1, \qquad (2-51)$$

где Z—проекция на нормаль нагрузки; R — радиус сферы; T_1—меридианное усилие в том месте, где определяется кольцевое; $Z = Z_1 + Z_2$; $Z_1 = g_1 \cos\varphi$—проек-

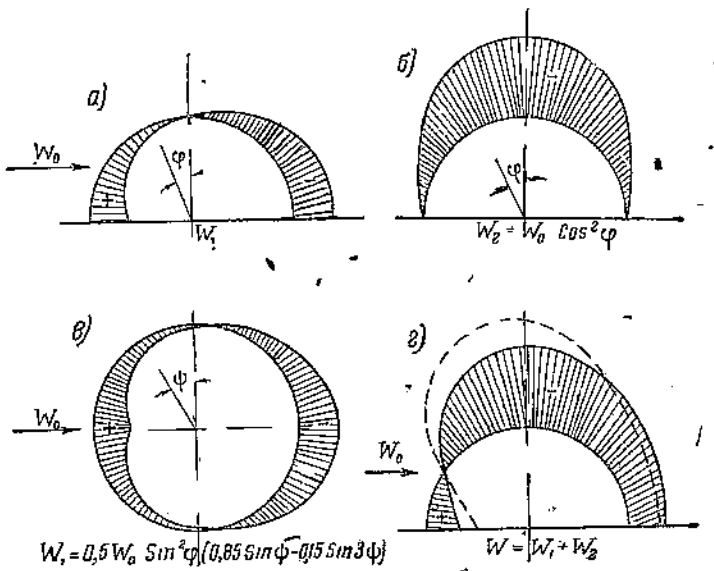


Рис. 380. Расчетные схемы ветровой нагрузки на сферический купол

ция на нормаль нагрузки, равномерно распределенной по поверхности купола (кровля, кольцевой и косой настил); Z_2—проекция на нормаль веса ребер.

Обозначим вес 1 *пог. м* ребра через p_1 тогда вес 1 *пог. м* всех ребер равен $p_1 m$, что дает интенсивность нагрузки на единицу поверхности купола $g_2 = \frac{p_1 m}{2\pi r} = \frac{p_1}{2\pi R \sin\varphi}$, где r — радиус круга кольцевого сечения.

Проекция этой нагрузки на нормаль:

$$Z_2 = \frac{p_1 m}{2\pi R}\operatorname{ctg}\varphi.$$

Эпюра T_2 двузначна: сжатию в верхней части сферического купола соответствует растяжение в нижней.

Усилия T_2, полученные выше, справедливы для замкнутого купола. Наличие фонарного выреза и линейной нагрузки по краю его от веса фонаря несколько изменяет эти усилия. Действительное кольцевое усилие в куполе с фонарем определяется по формуле:

$$T_2 = (ZR - T_1) - \frac{\Delta Q}{2\pi R \sin^2\varphi}. \qquad (3-51)$$

Здесь второе слагаемое учитывает добавочное кольцевое усилие, зависящее от разности ΔQ веса фонаря и вырезанной части купола. Если ΔQ положительно, т. е. если вес фонаря больше веса вырезанной части купола (что обычно имеет место), то добавочное кольцевое усилие—растягивающее; при легкой фонарной конструкции, наоборот,—сжимающее. Влияние этого добавочного слагаемого стоит учитывать, если вес фонаря более чем в 1,5 раза отличается от веса вырезанной части купола.

Сдвигающие усилия S от собственного веса (симметричная нагрузка) равны нулю.

2. Определение усилий от снеговой нагрузки

Интенсивность снеговой нагрузки по поверхности купола обычно принимается по закону $p=p^0\cos\varphi$, что дает равномерную нагрузку по плану интенсивностью p^0.

Усилия в арочках-ребрах купола на единицу длины окружности определятся по формуле:

$$T_1=\frac{Q_\varphi}{2\pi r\sin\varphi}=\frac{\pi r^2 p^0}{2\pi r\sin\varphi}=p^0\frac{R}{2}, \qquad (4-51)$$

откуда видно, что усилие T_1 не зависит от угла φ.

Усилие T_1 на одно ребро-арочку:

$$T_1=p^0\frac{R}{2}\,a, \qquad (5-51)$$

где a—расстояние между соседними арочками-ребрами на данном уровне.

Кольцевое усилие найдется по формуле:

$$T_2=ZR-T_1=(p^0\cos\varphi)\cos\varphi\,R-p^0\frac{R}{2}=p^0\cos^2\varphi R-p^0\frac{R}{2}=$$

$$=p^0\frac{R}{2}(2\cos^2\varphi-1) \qquad (6-51)$$

или:

$$T_2=p^0\frac{R}{2}\cos 2\varphi. \qquad (7-51)$$

Усилие T_2 двузначно: при $\varphi<45°$—сжимающее, при $\varphi>45°$—растягивающее.

Сдвигающие усилия S от симметричной снеговой нагрузки равны нулю.

Иногда снеговая нагрузка по куполу принимается по закону $p=p^0\cos^2\varphi$; тогда увеличивается зона растягивающих кольцевых усилий.

В этом случае:

$$T_1=p^0\frac{R}{3}\frac{1+\cos\varphi+\cos^2\varphi}{1+\cos\varphi}; \qquad (8-51)$$

$$T_2=p^0R\left[\cos^3\varphi-\frac{1+\cos\varphi+\cos^2\varphi}{3(1+\cos\varphi)}\right]. \qquad (9-51)$$

Вес всего снега на куполе:

$$Q=p^0\cdot\frac{2}{3}\pi R^2(1-\cos^3\varphi). \qquad (10-51)$$

3. Определение усилий от ветровой нагрузки

Усилия от ветровой нагрузки определяются приближенно, путем замены действительной эпюры ветрового давления (рис. 380 *г*, пунктирная линия) суммой двух эпюр: симметричной эпюры $W_2=W_0\cos^2\varphi$ (рис. 380, *б*) и кососимметричной эпюры $W_1=0{,}5\,W_0\sin^2\varphi\sin^2\psi=0{,}5\,W_0\sin^3\varphi$ $(0{,}85\sin\psi-$ $-0{,}15\sin 3\psi)$ (рис. 380, *а*, *в*), где W_0—скоростной напор ветра.

Усилия от ветровой нагрузки W_2 определяются так же, как и от снега по закону $\cos^2\varphi$, но берутся с обратным знаком. Усилия от ветровой нагрузки W_1 могут быть определены по таблицам[1].

[1] См. [132].

Купольные покрытия обладают хорошей обтекаемостью. При $\frac{f}{l} \leqslant \frac{1}{4}$ достаточно учесть только симметричный отсос, определяя усилия от него как для снега по закону $\cos\varphi$, но беря их с обратным знаком.

Для куполов с $\frac{f}{l} > \frac{1}{4}$ следует принять во внимание и кососимметричную ветровую нагрузку, как указано выше. Кососимметричная нагрузка дает сдвигающие усилия, на которые рассчитывается косой настил.

4. Поверка сечений элементов и гвоздевой забой

а) Ребра-арочки купола

Определив расчетные усилия ΣT_1 на одно ребро при полной снеговой нагрузке, проверяют напряжение сжатия в ребре, напряжения смятия в местах упора ребра в опорное кольцо и в кружальное кольцо. Гвозди, соединяющие настилы купола с арочкой, рассчитываются на разность усилий T_1 по длине ребра. В ребристых куполах-оболочках, где ребра используются как монтажный элемент, сечение ребра и гвоздевой забой, соединяющий пояса со стенкой (или решеткой), проверяются на монтажную нагрузку при возведении купола.

б) Кольцевой настил

В сжатой зоне кольцевого настила производится его поверка на торцовое смятие по полной площади его сечения; в растянутой зоне поверка на растяжение производится по площади $F_{нт}=0{,}5\,F_{бр}$. Гвозди в растянутом кольцевом настиле рассчитываются из условия перекрытия его стыков и ставятся в тонкостенных куполах в местах пересечения досок кольцевого настила с арочками.

Каждая доска кольцевого настила прибивается к арочке по крайней мере одним гвоздем.

в) Косой настил

Сдвигающие усилия S, определенные для кососимметричной ветровой нагрузки, дают по направлению косого настила сжимающую или растягивающую равнодействующую R_s. Учитывая, что доски косого настила идут под углом 45° к меридианному и кольцевому направлению, получаем усилие на единицу ширины косого настила:

$$R_s = S.$$

На эту силу поверяются напряжения в досках косого настила и рассчитывают гвозди, соединяющие косой настил с арочками-ребрами купола.

г) Верхнее кружальное кольцо

Верхнее кружальное кольцо поверяется на сжатие и смятие в стыках.

Сжимающая сила в кольце:

$$N_1 = T_1 r_1, \qquad (11-51)$$

где T_1—максимальное меридианное сжимающее усилие у кружального кольца, r_1—радиус кольца.

д) Опорное кольцо

Растягивающее усилие в кольце:

$$N_2 = H_1 r_2, \qquad (12-51)$$

где $H_1 = \frac{H}{2\pi r_2}$—распор купола на единицу длины опорного кольца; r_2—радиус опорного кольца; $H = Q_a \operatorname{ctg}\alpha$; Q_a—вся нагрузка на купол; α—половина центрального угла.

Полная поверхность купола $F = 2\pi R^2 (1-\cos\alpha)$.

В. Возведение куполов-оболочек

1. Тонкостенные куполы

Тонкостенный купол не имеет жестких элементов, которые можно было бы использовать в качестве несущих монтажных элементов при возведении купола. Поэтому, как правило, тонкостенные куполы возводятся на легких сплошных лесах (рис. 381).

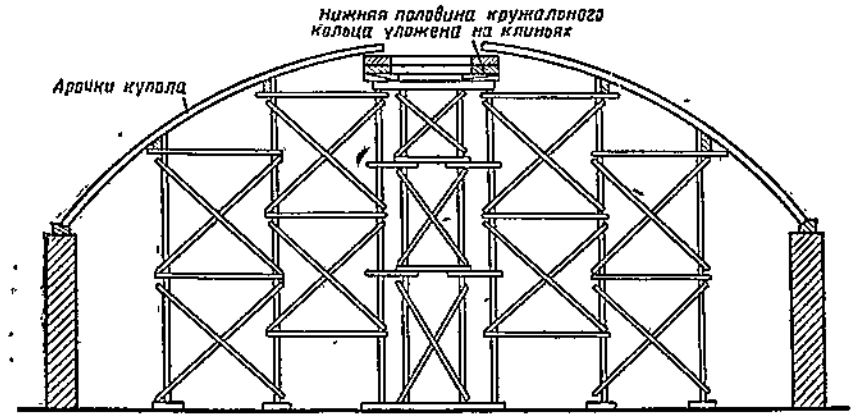


Рис. 381. Схема устройства лесов для возведения тонкостенного купола

Главное внимание при возведении купола должно быть обращено на хорошую приторцовку стыков кольцевого настила (в сжатой его зоне) и на придание куполу правильной сферической формы.

2. Ребристые куполы

Наличие жестких ребер в ребристом куполе позволяет вести сборку его без сплошных поддерживающих лесов. Ребра купола в этом случае должны быть проверены на монтажную нагрузку.

Основной конструкцией, поддерживающей ребристый купол во время сборки, помимо опорного кольца, является центральная башня. Центральная башня состоит из ряда стоек, расшитых крестами. Для большей устойчивости башня может быть расчалена металлическими тросами. Сборка купола начинается с подъема жестких ребер. Нижний конец ребра упирается в опорное кольцо, верхний кладется на нижнюю половину кружального кольца, находящегося наверху центральной башни. По мере подъема и установки ребер они расшиваются монтажными связями; одновременно устраиваются и постоянные вертикальные связи между ними. Используя связи, укладывают промежуточные гибкие арочки купола. Когда вся сетка из ребер, арочек и вертикальных связей готова, производится укладка кольцевых и косых настилов. Кровля устраивается после раскружаливания купола.

§ 52. КРУЖАЛЬНО-СЕТЧАТЫЕ КУПОЛЫ

А. Общая характеристика

Путем приспособления формы косяков к сферической (двоякой кривизны) поверхности куполов, последние могут быть выполнены в виде сетчатой конструкции аналогично цилиндрическому кружально-сетчатому своду.

Сетчатые купола, образующие правильное тело вращения (рис. 382), обладают почти всеми достоинствами цилиндрических кружально-сетчатых сводов, сохраняя за собой преимущества куполов. Существенным их недостатком по сравнению с цилиндрическими сетчатыми сводами кругового очертания является нестандартность косяков, меняющих свои размеры по мере приближе-

ния к вершине купола. Сетчатые куполы вращения применяются преимущественно шаровой формы; однако вполне возможно применение их и для других очертаний, например, для эллипсоида или параболоида вращения.

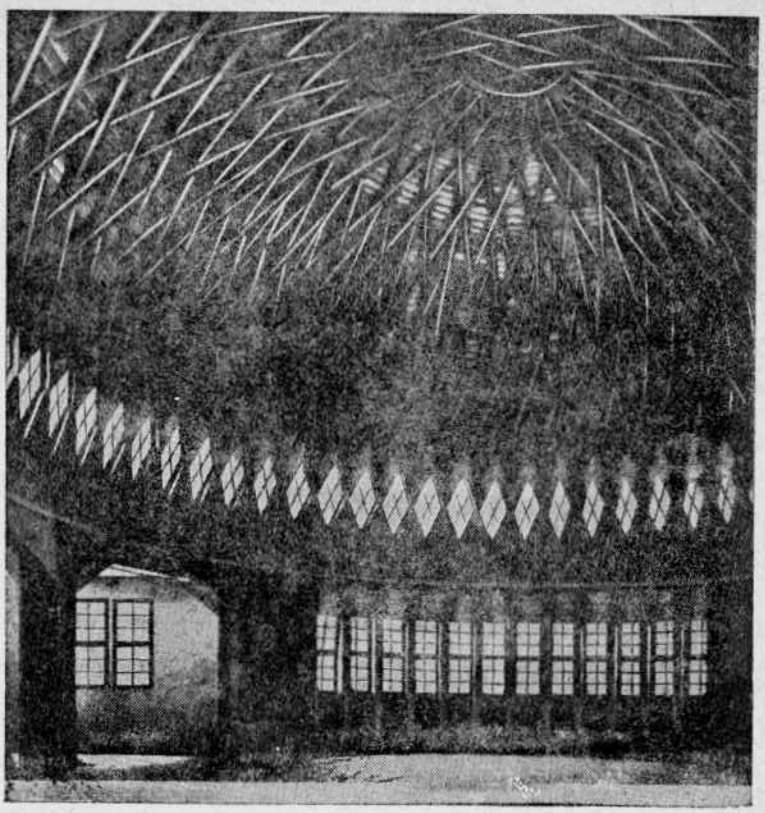


Рис. 382. Сетчатый купол с постоянной длиной косяков и переменным углом сопряжения (металльный вариант)

Пересечением цилиндрических сетчатых сводов можно образовать многогранный купол в виде сомкнутого свода, а также комбинированное решение

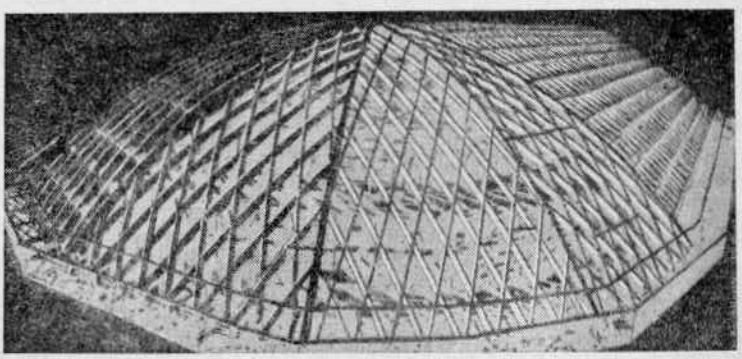


Рис. 383. Комбинированное решение сомкнутого свода с цилиндрическим кружально-сетчатым сводом

(рис. 383) сомкнутого сетчатого свода с цилиндрическим кружально-сетчатым сводом.

Узлы сопряжения косяков в сетчатых куполах вращения, так же как и в сомкнутых сводах, могут быть решены на болтах (металльные конструкции), или при помощи врубок (безметалльные конструкции).

Учитывая повышенные требования к точности изготовления косяков безметалльных конструкций (не допускающих какой-либо регулировки, легко осуществляемой в металльных конструкциях), сетчатые куполы вращения рекомендуется решать с применением металлических болтов.

В безметалльных конструкциях целесообразно применение прямоугольной сетки (схема 11 табл. 20).

При больших пролетах (более 35 *м*) сетчатые куполы и сомкнутые своды можно выполнять из клеефанерных косяков.

Б. Конструкция кружально-сетчатых куполов

1. Куполы вращения

Каждый косяк в сетке купола расположен таким образом, что ось симметрии косяка совпадает с нормалью к поверхности купола.

Сопряжение косяков между собой, так же как и соединение их с верхним и нижним распорными кольцами, осуществляется как в цилиндрических кружально-сетчатых сводах.

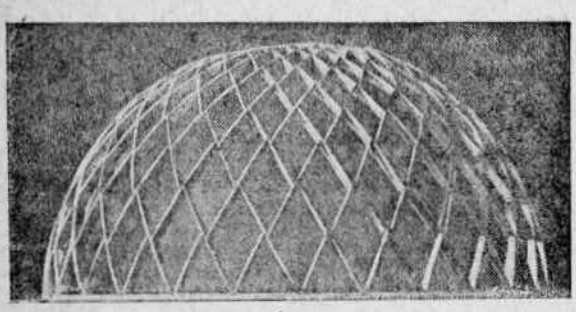


Рис. 384. Сетчатый купол с переменной длиной косяков и постоянным углом сопряжения (металльный вариант)

В сетчатых куполах вращения возможны три варианта решения сетки:

а) из косяков стандартной длины во всех кольцевых поясах с переменным (по поясам) углом между ними (рис. 382);

б) из косяков переменной длины, уменьшающейся по высоте купола с постоянным углом между ними (рис. 384);

в) из косяков переменной длины с переменной величиной угла между ними (рис. 385).

При любом из этих вариантов косяки следует делать возможно большей длины; помимо увеличения жесткости купола и уменьшения поперечной силы в узловых сопряжениях это уменьшает количество поясов с различными типами косяков.

Размеры поясов следует назначать по возможности из расчета получения нормального решения узлов примыкания к верхнему и нижнему кольцам.

Расстояние ($2c$) вдоль дуги окружности горизонтального сечения купола между центрами одинаково направленных косяков выбирается как аликвотная часть длины соответственной окружности. Таким образом шаг косяков ($2c$) по мере перехода от одного кольцевого пояса к другому уменьшается пропорционально длинам соответственных окружностей.

Максимальный шаг ($2c$) для цельных косяков по нижнему распорному кольцу обычно назначается в пределах 0,7—1,5 *м*.

Величина узлового смещения (s) для металльных конструкций определяется аналогично сетчатым сводам по формуле: $s = 2b + 30$ *мм*.

Нижнее распорное кольцо может быть сделано из дерева, железобетона или металла. В последних двух случаях необходимо применение деревянных мауэрлатных брусьев, в которых вырубаются гнезда для сопряжения с опорными косяками.

Верхнее опорное кольцо обычно выполняется, как и в куполах-оболочках, по принципу многослойной арки Делорма.

Для устройства фонаря верхнего света может быть использовано верхнее сжатое кольцо или же верхняя часть поверхности самой сетки (рис. 382).

Кольцевой настил, непосредственно связанный гвоздями с косяками сетки купола, будучи элементом кровли, одновременно является составной частью несущей конструкции купола, воспринимающей растягивающие кольцевые усилия.

Растянутый кольцевой настил целесообразно осуществлять из одного слоя длинных брусков примерно квадратного сечения—косо изгибаемых в плоскости горизонтальных кругов и располагаемых со стыками вразбежку.

Кровля решается так же, как и в куполах-оболочках.

2. Сомкнутые своды

Купольное покрытие в виде сомкнутого свода (рис. 386) образует как в основании, так и в любом горизонтальном сечении правильный многоугольник. Каждой стороне многоугольника соответствует сектор купола, являющийся

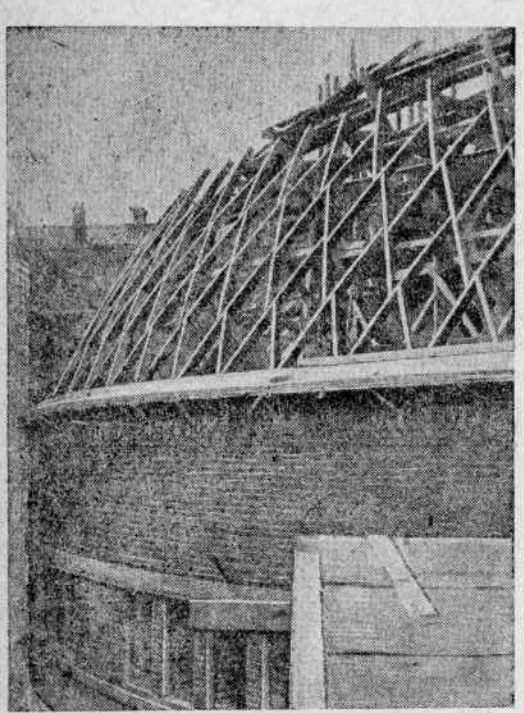


Рис. 385. Сетчатый купол покрытия зала физкультбазы: длина косяков и угол сопряжения—переменные (металлический вариант)

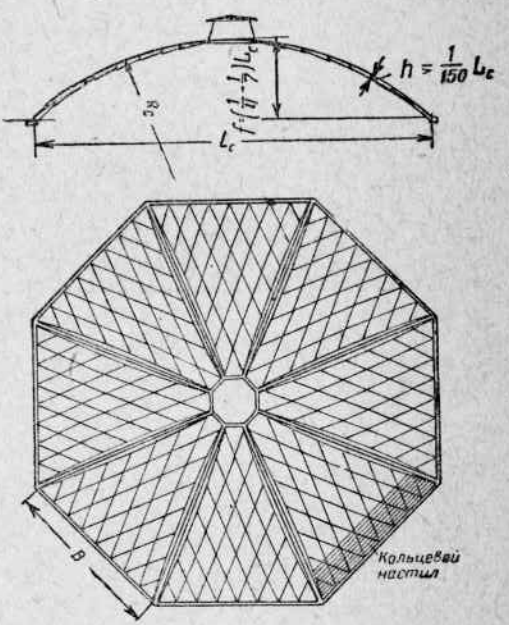


Рис. 386. Схематические план и разрез сетчатого сомкнутого свода со стандартными косяками

частью обычного цилиндрического свода. Смежные секторы сомкнутого свода сопрягаются между собой посредством специальных ребер, так называемых «гуртов» (рис. 387).

По конструктивным соображениям рекомендуется число сторон многоугольного плана сомкнутого свода (рис. 386) назначать в соответствии с принятым углом ψ между косяками сетки так, чтобы смежные с гуртами винтовые линии косяков по возможности близко подходили к боковым граням гуртов. Это требование выполняется соблюдением равенства

$$\frac{B}{s_c} = \operatorname{tg} \frac{\psi}{2},$$

где B—сторона многоугольного основания свода;

s_c—длина дуги поперечного сечения его.

При заданном числе сторон многоугольного плана из этого же равенства определяется угол между косяками, который, однако, не должен выходить

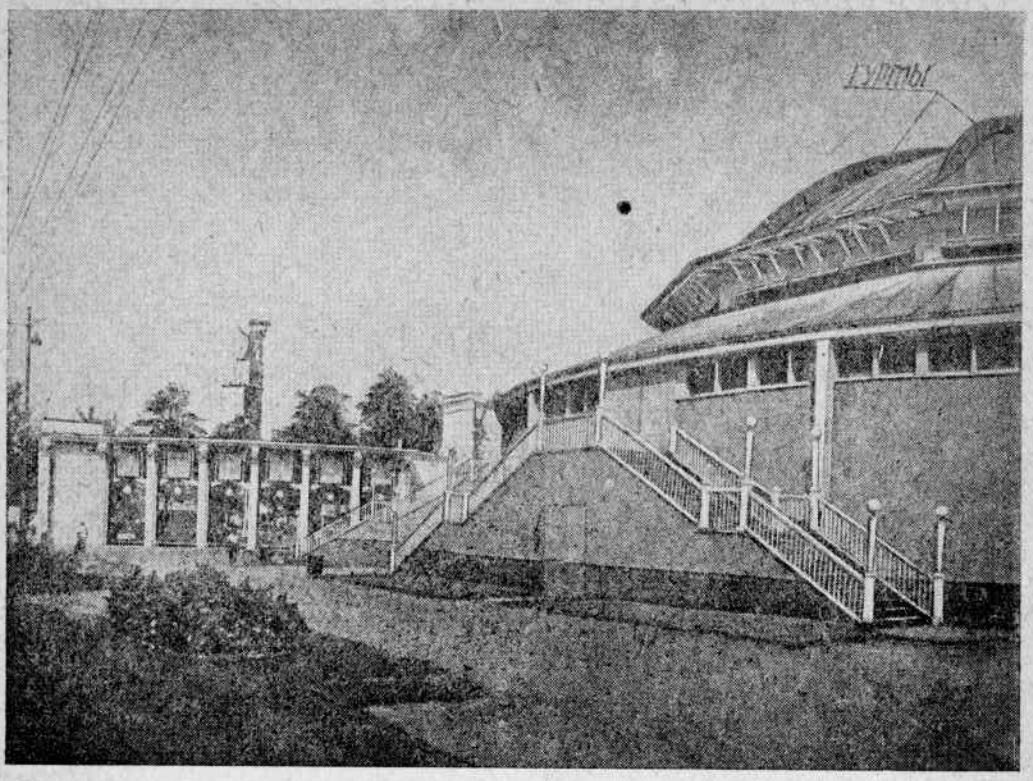


Рис. 387. Внешний вид купола покрытия цирка ВСХВ (пролетом 31 *м*)

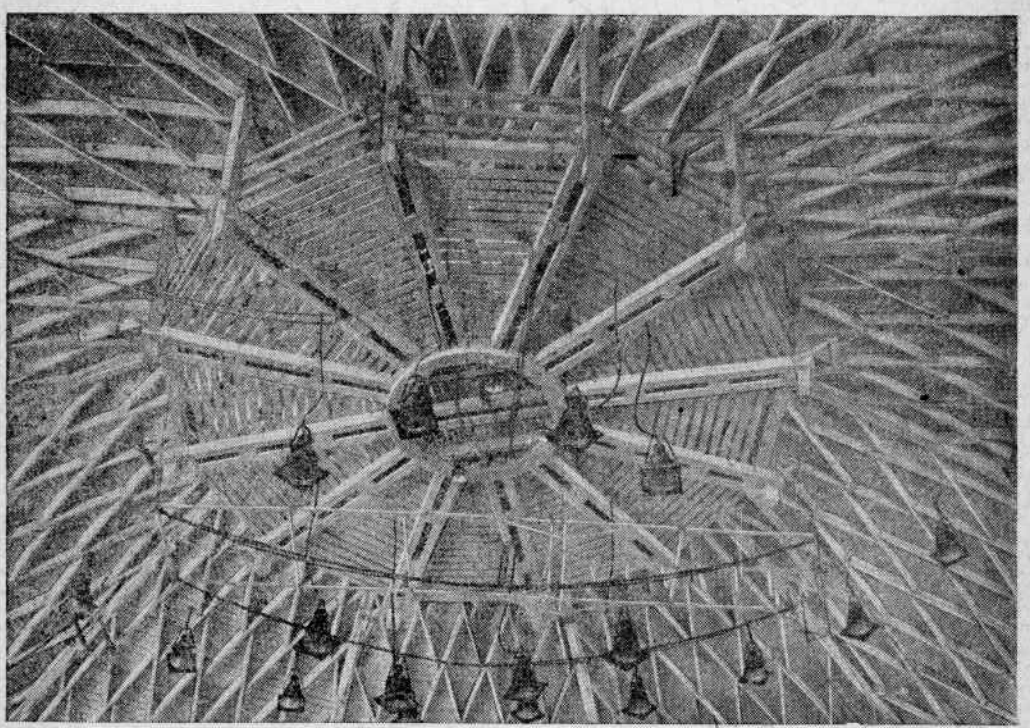


Рис. 388. Внутренний вид купола над ареной цирка ВСХВ

за пределы углов между косяками, принятые для цилиндрических кружально-сетчатых сводов. Придавая гурту переменную (в направлении образующих граней свода) ширину, соответствующую винтовой линии косяков, можно добиться однообразного примыкания к нему всех косяков, обеспечив тем самым полную стандарность последних. Величина угла ψ между косяками может быть также определена по формуле:

$$\operatorname{tg}\frac{\psi_0}{2}=\frac{l_c}{s_c}\operatorname{tg}\left(\frac{180^\circ}{n}\right);$$

где l_c — пролет свода;

s_c — длина дуги поперечного сечения свода;

ψ_0 — угол геометрической сетки свода; $\psi=\psi_0-\Delta\alpha_0$ (для металлических конструкций) или $\psi=\psi_0+\Delta\alpha_0$ (для безметалльных конструкций); $\Delta\alpha_0$ определяется по соответствующим формулам (12—45) и (14—45), выведенным для кружально-сетчатых сводов.

Если при заданном числе (n) сторон многоугольного плана сомкнутого свода не удается подобрать приемлемый угол (ψ) между косяками, то гурты делаются постоянной толщины, а различно примыкающие к ним косяки сопрягаются с ними «по-месту» (рис. 388).

Учитывая возможные неточности при установке гуртов сомкнутых сводов из цельных косяков, следует этот метод сопряжения признать практически более доступным.

Конструкция самой сетки, а также детали ее примыкания к верхнему и нижнему опорным многоугольникам аналогичны таковым в цилиндрическом кружально-сетчатом своде.

В решении свода из цельных косяков гурты обычно выполняются в виде арок Делорма эллиптического очертания. Переменная толщина гуртов достигается применением накладок переменной толщины, прибиваемых к боковым граням гурта в местах сопряжения его с косяками.

Если к сомкнутому своду подвешиваются сосредоточенные грузы, целесообразно передавать нагрузку непосредственно гуртам. При условии соответственного усиления гурты могут заменить собой леса при монтаже свода. Примером такого решения может служить покрытие над цирком ВСХВ (рис. 387 и 388).

При расстановке опор купола в вершинах многоугольника каждая сторона распорного кольца работает не только на растяжение, но и на косой изгиб, воспринимая вертикальные и горизонтальные опорные реакции от свода.

Растяжение в опорном кольце целесообразно воспринимать металлическими тягами, а косой изгиб—деревянными балками цельного или составного сечения в зависимости от усилий и величины пролета (рис. 387).

Распорное кольцо может быть выполнено также из железобетона или металла. В этом случае для устройства нормального опорного узла сетки свода требуется укладка мауэрлатных деревянных брусьев аналогично таковым в куполах вращения.

Верхнее кольцо решается обычно по принципу многослойной арки Делорма.

В. Расчет кружально-сетчатых куполов

1. Куполы вращения

Методы определения усилий в сетчатом куполе вращения аналогичны принятым для купольных оболочек вращения. При этом меридианные усилия сжатия T_1 и кольцевые усилия сжатия T_2 воспринимаются косяками сетки, а кольцевые усилия растяжения—кольцевым настилом.

Усилие N_1 (рис. 389), приходящееся на один косяк, определяется по формуле:

$$N_1=N_1'+N_1''=\frac{cT_1}{\cos\frac{\psi}{2}}+\frac{s_n^2T_2}{2\sin\frac{\psi}{2}}. \qquad (1-52)$$

Здесь T_1 и T_2—меридианное и кольцевое усилия на единицу ширины соответствующего сечения купола, определяемые, для данного угла φ по тем же формулам, что и для куполов-оболочек; c—половина шага косяков сетки по кольцевому сечению; s_n^g—длина отрезка дуги по меридиану между расчетным узлом и ближайшим к нему узлом снизу.

Усилия T_1 и T_2 определяются от собственного веса и снега по всему куполу. Если в расчетном узле T_2—усилие растяжения, то последний член в формуле для N_1 отпадает, само же усилие T_2 должно быть воспринято кольцевым настилом. Подбор сечения косяков обычно производится из условия обеспечения устойчивости купола. Критическая (радиальная) нагрузка определяется по формуле Целли, данной для куполов оболочек:

$$q_{kp} = \frac{8Eh^2}{\sqrt{3}R^2}. \qquad (2-52)$$

Здесь h—половина приведенной сплошной толщины купола, определяемой по формуле $2h = \sqrt[3]{\frac{6J_k}{c}}$,

где J_k—момент инерции сечения одного косяка; c имеет прежнее значение.

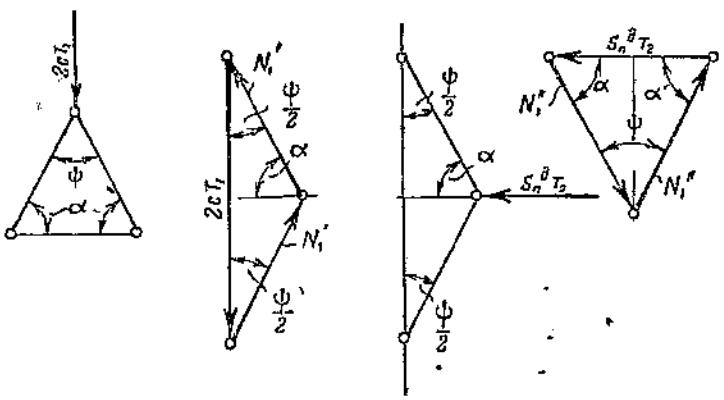


Рис. 389. Расчетная схема разложения сил в типовом узле сетчатого купола

Меридианное усилие T_1, соответствующее найденной величине q_{kp}, определяется по формуле:

$$T_{kp} = \frac{Rq_{kp}}{2}. \qquad (3-52)$$

Отношение между полученной критической величиной меридианного усилия T_{kp} и действительной максимальной T_1, соответствующей расчетной нагрузке (определяющее подтверждаемый практикой условный коэфициент запаса на устойчивость купола), должно быть не менее 30. При этом высота косяка h_k не должна быть меньше $\frac{1}{150} l_c$.

Растянутый кольцевой настил, верхнее кружальное кольцо и нижнее распорное кольцо рассчитываются так же, как в куполах-оболочках.

Узловые болты в металлической конструкции сетчатого купола рассчитываются аналогично кружально-сетчатому своду по формуле:

$$N_G = N_1 \operatorname{ctg} \varphi.$$

2. Сомкнутые своды

Отдельные секторы сетчатых сомкнутых сводов работают как сетчатый свод, опертый по трем сторонам. Чем больше число (n) секторов в сомкнутом своде, тем ближе его работа к работе куполов вращения. При отношении

длины (B) (рис. 386) основания сектора к длине (s_c) дуги поперечного сечения свода, меньшем единицы (что наиболее часто встречается на практике), сомкнутые своды можно рассчитывать как куполы-оболочки вращения.

Определение меридианных и кольцевых усилий в этом случае основано на тех же принципах, что и в куполах вращения. Меридианное усилие T_1 от собственного веса g купола определяется по обычной формуле для сферических куполов-оболочек. Преобразовывая эту формулу с учетом поверхности граненого купола, получаем:

$$T_1 = \frac{s_\varphi}{2\pi \sin \varphi} \cdot g, \qquad (4-52)$$

Здесь s_φ—длина дуги, стягивающая угол φ (рис. 390, $а$).

Меридианное усилие от снеговой нагрузки и кольцевые усилия от собственного веса и снега определяются по соответствующим формулам для сферических куполов-оболочек.

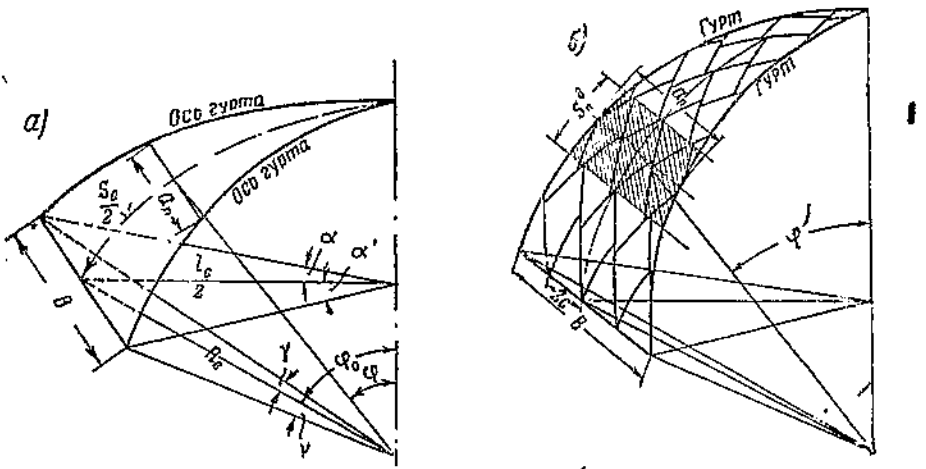


Рис. 390. Расчетная схема одного сектора сетчатого сомкнутого свода

Подбор сечения косяков производится из условия обеспечения устойчивости купола как в сетчатых куполах вращения. Расчет узловых болтов делается также аналогично сетчатым куполам вращения.

Отдельные секторы свода проверяются на продольный изгиб в направлении образующей свода под влиянием сил сжатия T_2.

Расчетная полоса свода при этом принимается равной по ширине s_n^∂ (рис. 390, $б$), а по длине—расстоянию a_n между осями смежных гуртов на уровне, соответствующем положению продольной оси расчетной полосы.

Длина a_n определяется по формуле:

$$a_n = 2R_c \sin \varphi \operatorname{tg} \alpha', \qquad (5-52)$$

где φ—центральный угол, соответствующий положению осевой линии a_n;

α'—половина центрального угла сектора в плане.

Положение расчетной полосы устанавливается путем подбора.

Напряжение в косяках с учетом продольного изгиба проверяется по формуле:

$$\sigma = \frac{T_2 s_n^\partial}{2F_k \varphi \sin \frac{\psi}{2}} \leqslant [\sigma_c], \qquad (6-52)$$

где φ—коэфициент продольного изгиба.

Приведенная гибкость расчетной полосы a_n:

$$\lambda = \frac{3{,}5\, a_n}{h_k}. \qquad (7-52)$$

Подбор сечения растянутого кольцевого настила производится аналогично куполам-оболочкам. Передача кольцевых растягивающих усилий между отдельными секторами осуществляется при помощи гуртов. Прикрепление кольцевого настила к гуртам проверяется на соответствующее усилие в кольцевом настиле. Сопряжения косяков с мауэрлатом и гуртом проверяются на смятие от усилий N_1 в косяках. В сжатой зоне кольцевых усилий T_2 при симметричной нагрузке на сомкнутый свод кольцевой настил воспринимает только местную нагрузку в пролете между косяками. При несимметричной нагрузке на свод неизменяемость сетки обеспечивается кольцевым настилом, который воспринимает при этом продольный распор в каждом секторе свода, определяемый на погонную единицу дуги поперечного сечения свода, по формуле:

$$N_n = \frac{2c}{s_n^0} T_1 \operatorname{tg} \frac{\psi}{2} \approx T_1 \operatorname{tg}^2 \frac{\psi}{2}; \qquad (8-52)$$

Прикрепление кольцевого настила к гуртам проверяется также на усилие N_n по аналогии с кружально-сетчатым сводом. В растянутой зоне кольцевого настила прикрепление последнего к гуртам проверяется на суммарное усилие N_n и T_2.

Нижнее опорное кольцо (многоугольное в плане) рассчитывается на растяжение и на изгиб в горизонтальном направлении от распора свода при наличии сплошной вертикальной опоры и на косой изгиб в случае опирания кольца в отдельных точках (совпадающих обычно с положением гуртов).

Растягивающее усилие в многоугольном кольце:

$$N_p = 0{,}5\, T_1 \cos\varphi_0 B \operatorname{ctg}\alpha'. \qquad (9-52)$$

Верхнее сжатое кольцо при многоугольном плане рассчитывается на сжатие, определяемое по формуле:

$$N_- = 0{,}5 T_1 \cos\varphi_1 a_1 \operatorname{ctg}\alpha'. \qquad (10-52)$$

При круговом очертании верхнее кольцо рассчитывается аналогично его расчету в куполах-оболочках.

Г. Производство работ

1. Куполы вращения

Заготовка косяков производится как для цилиндрических кружально-сетчатых сводов.

Сборка сетчатых куполов вращения может быть осуществлена без сплошных лесов. Достаточно установить в центре покрытия башню, уложить на нее верхнее опорное кольцо и передвигать вокруг башни легкие подмости в виде сектора (в плане). Сборка сетки при этом ведется снизу вверх, кольцевыми поясами с последовательным замыканием их.

Для уменьшения числа передвижек подмостей можно собирать сразу весь сектор купола от нижнего до верхнего кольца при одном положении подмостей и передвигать их при переходе от одного сектора купола к другому. Таким образом можно собирать сетку купола, осуществляя полный круг передвижения подмостей вокруг башни только один раз.

При сборке металлической конструкции сетчатого купола болты первоначально полностью не затягиваются для сохранения некоторой подвижности конструкции до полного замыкания сетки купола и придания ему правильного очертания.

Сборка и устройство кровли аналогичны таковым для цилиндрических кружально-сетчатых сводов.

2. Сомкнутые своды

При некотором увеличении жесткости гуртов целесообразно использовать их в качестве монтажных кружал, заменяющих подвижные подмости. Сборка свода при этом идет в следующей последовательности: сначала устанавливаются

и закрепляются нижнее опорное кольцо и центральная башня, на которую складывается верхнее кольцо. После этого ставятся усиленные гурты свода, которые рекомендуется поднимать и устанавливать спаренными для придания им пространственной жесткости. Гурты монтажно раскрепляются дощатыми раскосами, после чего к гуртам подвешиваются небольшие подмости в пределах одного сектора или даже части его.

Сборка производится секторами. Целесообразно собирать одновременно оба противоположных сектора.

Переходя к сборке следующих секторов, предварительно переносят и закрепляют подвесные подмости. В остальном сборка аналогична сборке кружально-сетчатых сводов.

Прикрепление досок кольцевого настила ко всем расположенным под ними косякам обязательна.

РАЗДЕЛ ПЯТЫЙ

Д. К. СПЕЦИАЛЬНОГО НАЗНАЧЕНИЯ

ГЛАВА I

БАШНИ

§ 53. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

В конструктивном отношении башни можно разделить на три основных типа: 1) решетчатые башни, 2) сетчатые башни (по типу башен Шухова) и 3) башни-оболочки.

В свою очередь каждый из указанных типов башен может быть выполнен в ребристом и безреберном решении. Ребристые башни имеют жесткие, достаточно часто расставленные диафрагмы, обеспечивающие неизменяемость формы поперечного сечения башни; они осуществляются в виде ребристых башен-оболочек и сетчатых башен.

Безреберные башни не имеют жестких диафрагм и применяются преимущественно в виде решетчатых башен и тонкостенных башен-оболочек.

В зависимости от величины и характера действующих нагрузок, определяемых назначением башни, различают:

1) башни, воспринимающие большие вертикальные нагрузки (водонапорные башни, нефтяные вышки, надшахтные копры и т. п.);

2) башни, работающие в основном на горизонтальную ветровую нагрузку (башни-градирни, парашютные вышки, радиобашни, геодезические сигналы, наблюдательные вышки, декоративные башни и т. п.);

3) башни-силосы, воспринимающие преимущественно внутреннее давление (силосы для зерна, цемента и других сыпучих тел, кормовые силосы и т. п.).

В зависимости от назначения башен к ним предъявляются различные специальные требования, определяющие в большой степени конструкцию самой башни; так, например, нефтяные вышки и надшахтные копры должны воспринимать значительные динамические усилия и иметь большие проемы у основания; деформация в горизонтальном направлении геодезического сигнала должна быть незначительна и т. п.

В некоторых случаях к башням предъявляются требования сборно-разборности и транспортабельности (геодезические сигналы, надшахтные копры при месторождениях редких ископаемых, вышки для разведочного бурения и т. п.).

Часто башни в связи с технологическими или производственными требованиями имеют большую высоту при небольших поперечных сечениях (например, бетоноразливные башни). В этом случае для увеличения жесткости и уменьшения усилий, действующих в башне, ее снабжают оттяжками (из тросов или круглого железа) или жесткими подпорками, работающими на сжатие и растяжение.

Башня с оттяжками представляет собой конструкцию переходного типа, приближающуюся к мачтам на оттяжках.

Башни выполняются как из круглого леса, так и из брусьев и досок; в качестве сопряжений, соединяющих отдельные элементы конструкции между собой, служат врубки, болты, гвозди и различного вида металлические поковки.

Башни обычно представляют собой открытые конструкции; иногда по технологическим требованиям они постоянно находятся во влажной среде (например башни-градирни). Лишь в некоторых случаях башни предохраняются от воздействия атмосферных осадков обшивкой и покрытием их снаружи этернитом или штукатуркой.

Для открытых, не защищенных от увлажнения башен, рассчитанных на срок службы более 5 лет, следует применять креозотированную древесину, металлические же части путем оцинковки (гвозди) и покрытия лаком (болты, поковки) должны быть защищены от коррозии.

В защищенных от атмосферных воздействий башнях необходимо антисептировать лишь элементы, подверженные увлажнению (например места примыкания деревянных частей к каменным, деревянные фундаменты, верхнюю площадку водонапорной башни, на которой расположен бак, и т. п.).

Основные формы и характеристика отдельных типов башен и области их применения даны в табл. 21.

§ 54. РЕШЕТЧАТЫЕ БАШНИ

А. Основные конструктивные схемы башен и их статический расчет

Решетчатые башни представляют собой пространственное сочетание вертикально или наклонно поставленных ферм, образующих в плане треугольник, квадрат или правильный многоугольник.

При вертикальном расположении стоек (поясов ферм) решетчатая башня представляет собой призму, а при наклонном — пирамиду, большей частью усеченную.

Соотношение $\frac{b}{H}$ и $\frac{D}{H}$, т. е. ширины b боковой части грани у основания или диаметра D круга основания к высоте H башни, колеблется в широких пределах в зависимости от назначения сооружения. Во всяком случае для свободно стоящих решетчатых башен размеры b и D должны быть не менее $\frac{1}{8} \div \frac{1}{10}$ высоты башни.

При выборе схемы башни важно соблюдение следующих основных требований:

1) Сжатые элементы решетки должны быть относительно небольшой длины.

2) Решетка должна разбивать пояса ферм (ноги башни) на возможно короткие панели при минимальном количестве элементов решетки.

3) В целях упрощения узловых сопряжений следует добиваться минимальных значений усилий в решетке башни.

При одинаковых габаритных размерах и одинаковых углах наклона раскосов башни с однораскосной решеткой (схема 2 табл. 21) характеризуются наибольшей свободной длиной раскосов и знакопеременностью усилий в них.

Узловые присоединения элементов решетки на врубках здесь невозможны; обычно они решаются на нагелях; возможно решение на шпонках и на шайбах.

Наиболее употребительной является перекрестная решетка (схема 3 табл. 21); при решении узловых сопряжений на врубках эта система превращается в однораскосную, так как растянутый раскос выключается из работы.

При решении перекрестных раскосов в виде металлических тяжей (схема 4 табл. 21) получается однораскосная решетка с растянутыми раскосами. В обоих случаях система конструкции внутренне статически определима. В случае присоединения деревянных перекрестных раскосов на нагелях или иных сопряжениях, воспринимающих знакопеременные усилия, система становится статически неопределимой. Участие в работе обеих систем решетки разгружает работу каждой из них.

К недостаткам всех этих систем следует отнести большую длину панелей у стоек башни.

В полураскосной (статически определимой) системе (схема 6 табл. 21) длины панелей у ригелей в два раза меньше, чем в схемах 2, 3 и 4. Длина раскосов, не пересекающихся между собой, значительно меньше, чем в схеме 2.

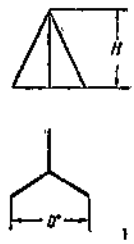
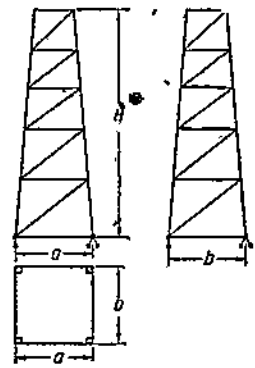
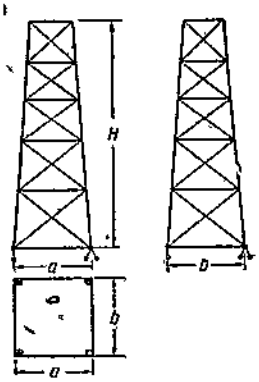
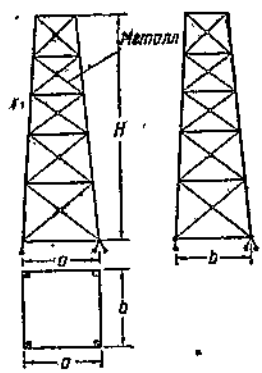
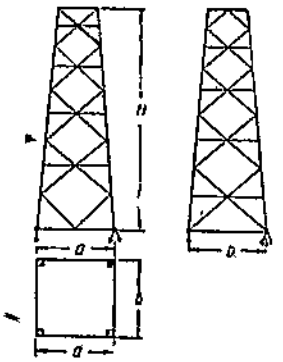
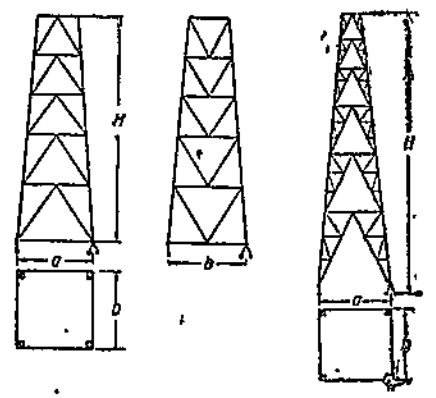
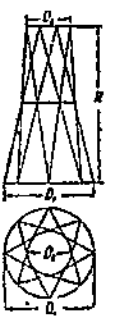
№ п/п	Типы башен	Схема
1	Тренога из трех бревен или брусьев	
2	Решетчатая башня треугольного, прямоугольного или многоугольного очертания в плане; в виде призмы, пирамиды или усеченной пирамиды с раскосной решеткой из бревен, брусьев или досок	
3	То же с деревянной перекрестной решеткой из бревен, брусьев или досок	
4	То же с металло-деревянной перекрестной решеткой: ригели из бревен, брусьев или досок, раскосы из круглой стали	

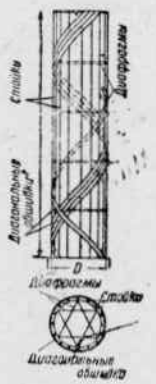
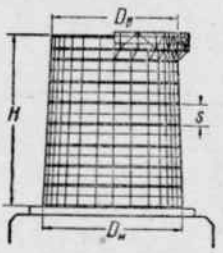
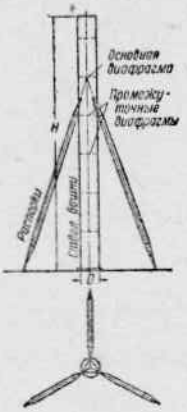
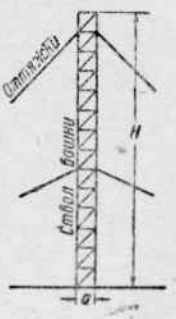
Таблица 21

Области применения	Тип сопряжения	$\frac{b}{H}$ или $\frac{D}{H}$	H_{max} в м
Вышки для разведочного бурения, пирамиды для геодезических сигналов, копры для забивки свай и т. п.	Болты, хомуты	$\frac{1}{1} \div \frac{1}{2}$	6 — 12
Башни для установки прожекторов, наблюдательные вышки, копры для забивки свай	Болты, гвозди	$\frac{1}{1} \div \frac{1}{8}$	40
Водонапорные башни, нефтяные вышки, надшахтные копры, башни-градирни, геодезические сигналы, парашютные вышки и т. п.	Врубки, болты, гвозди	$\frac{1}{1} \div \frac{1}{10}$	40
То же	Болты	$\frac{1}{1} \div \frac{1}{10}$	40

№ п/п	Типы башен	Схема
5	То же с «ромбической» решеткой из бревен, брусьев или досок	
6	То же с полураскосной решеткой из бревен, брусьев или досок	
7	Сетчатая башня (по типу башен Шухова) круглого очертания в плане в виде гиперболоида вращения с брусчатыми стойками, расположенными по прямолинейным образующим гиперболоида	

Продолжение

Области применения	Тип сопряжения	$\frac{b}{H}$ или $\frac{D}{H}$	H_{max} в $м$
То же и радиобашни	Болты, гвозди	$\frac{1}{1} \div \frac{1}{10}$	$40 \div 200$
То же	Болты, гвозди	$\frac{1}{1} \div \frac{1}{8}$	$40 \div 200$
Водонапорные башни, башни-градирни	Врубки, болты	$\frac{1}{1} \div \frac{1}{3}$	40

№ п/п	Типы башен	Схема
8	Ребристая башня-оболочка круглого очертания в плане; в виде цилиндра или усеченного конуса с жесткими диафрагмами по высоте башни	
9	Тонкостенная башня-оболочка круглого очертания в плане; в виде цилиндра или усеченного конуса	
10	Башня-оболочка с жесткими распорками	
11	Решетчатая башня или башня-оболочка с оттяжками (форма, переходная к мачтам на оттяжках)	

Продолжение

Области применения	Тип сопряжения	$\frac{b}{H}$ или $\frac{D}{H}$	H_{max} в $м$
Водонапорные башни	Гвозди	$\frac{1}{1} \div \frac{1}{12}$	60
Башни-градирни	Гвозди	$\frac{1}{1} \div \frac{1}{2}$	40
Башни для ветряка, причальные башни для дирижаблей и другие башни при значительных горизонтальных усилиях	Гвозди, болты, клей	$\frac{1}{5} \div \frac{1}{40}$	60
Прожекторные и наблюдательные вышки, монтажные башни, подъемники для бетона, сборные радиобашни	Гвозди, болты, клей	$\frac{1}{10} \div \frac{1}{50}$	100

Узловые сопряжения при этом типе решетки обычно осуществляются на нагелях; возможно решение на шпонках и на шайбах.

Ромбическая решетка (схема 5 табл. 21) в наибольшей степени удовлетворяет ранее поставленным требованиям; в ней длина панелей как у решетки, так и у стоек башни почти вдвое меньше, чем в нераскосной системе. По сравнению с полураскосной решеткой ригели башни с ромбической решеткой в основном работают на передачу местной ветровой нагрузки, в то время как при полураскосной решетке ригели участвуют в работе всей башни; деформативность башни при ромбической решетке меньше, чем при полураскосной.

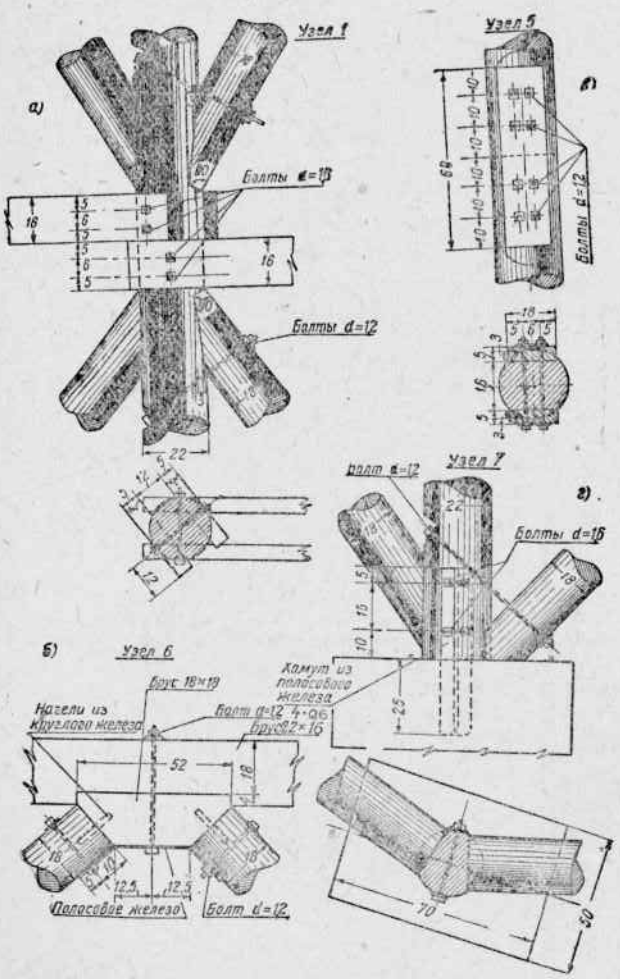


Рис. 391. Узловые сопряжения водонапорной башни $H = 20{,}4$ м на врубках. (рис. 392). Узлы *2, 3, 4* аналогичны по конструкции узлу *1*

Ромбическая система тоже внутренне статически определима. При высоких башнях ($H = 100 \div 200$ м), требующих еще большего уменьшения длины панелей стоек, к ромбической или полураскосной решетке добавляются вспомогательные шпренгели (схема 6 табл. 21). Для уменьшения усилий в элементах решетки стойки башни осуществляются криволинейного очертания с максимальным приближением схемы башни к схеме решетчатого бруса равного сопротивления для ветрового загружения (см., например, ниже рис. 401).

В целях увеличения жесткости поперечного сечения башни в верхнем и в нескольких промежуточных сечениях башни рекомендуется ставить жесткие диафрагмы.

Нагрузками, действующими на решетчатые башни, являются:

1) собственный вес башни, который обычно находят на основании предварительного приближенного определения поперечных сечений элементов башни;

2) собственный вес площадок, лестниц и т. п., определяемый также предварительными подсчетами;

3) полезные нагрузки: вес бака с водой, натяжение антенны, вес бурильных или обсадных труб и т. п.;

4) ветровая нагрузка, определяемая по нормам.

Для стоек квадратной в плане решетчатой башни диагональное направление ветра является, как правило, расчетным. Направление ветра, перпендикулярное плоскости фермы, является расчетным для решетки и при поверке устойчивости всей башни на опрокидывание.

Расчетные усилия на одну стойку башни от продольной (вертикальной) нагрузки в зависимости от способа ее передачи определяются с учетом возможной неравномерности распределения усилий между стойками.

В решетчатых башнях из-за больших размеров поперечного сечения жесткость и количество диафрагм обычно недостаточны для обеспечения неизменяемости контура поперечного сечения; поэтому расчетные усилия от поперечных (горизонтальных) нагрузок и внецентренного действия продольной (вертикальной) нагрузки определяются в башне по способу разложения пространственной схемы башни на плоские фермы с последующим расчетом каждой фермы в отдельности под воздействием приходящейся на нее нагрузки.

Ребристые решения решетчатых башен (с неизменяемым контуром поперечного сечения) встречаются крайне редко. Расчет таких башен можно производить по соответствующим правилам для центрально или внецентренно нагруженных отдельно стоящих составных решетчатых стержней.

Б. Башни на врубках

Башни решаются на врубках только при двойной перекрестной решетке. Стойки башни и раскосы выполняются из кругляка или брусьев, а ригели — из парных досок или пластин.

Возможно выполнение ригелей из круглой стали (в виде тяжей для ферм типа Гау). Такая конструкция требует систематической подтяжки тяжей, особенно в первое время. Ослабление тяжей вследствие температурного удлинения их и усушки бревен поперек волокон, при отсутствии подтяжки, вызывает значительное расстройство узловых сопряжений.

Обычно раскосы врубаются в стойки башни лобовыми врубками с одним (рис. 391, *а*) или двумя зубьями; предпочтение следует отдать более определенной врубке одним зубом, давая уступу достаточную длину во избежание его скалывания. Ригели прикрепляются к стойкам болтами.

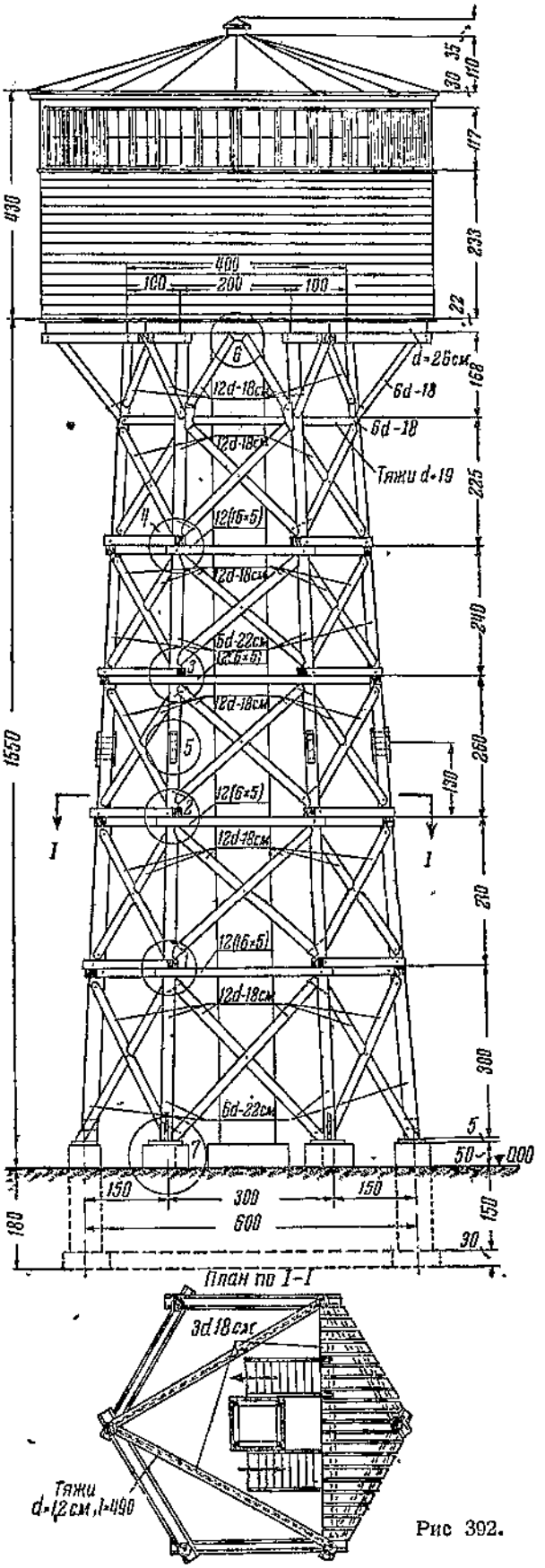


Рис 392.

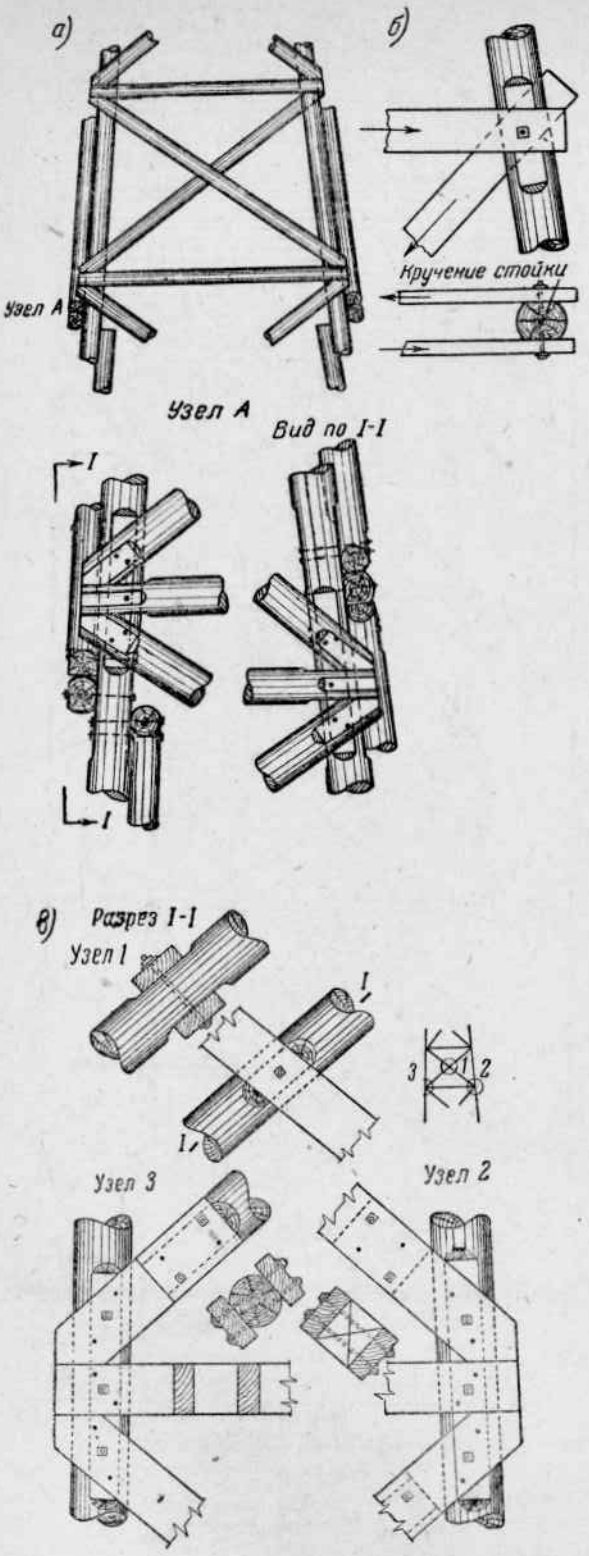


Рис. 393. Узловые сопряжения на нагелях при перекрестной решетке и стойках из одного бревна

При необходимости уменьшения врубки в стойку возможно решение узла путем упора раскоса в бобышку (рис. 391, *б*).

Раскосы в местах пересечения друг с другом врубаются в полдерева и скрепляются болтом.

Узловые сопряжения двух смежных ферм обычно взаимно смещаются по высоте стойки на ширину ригеля.

Стыки стоек желательно располагать вблизи узла, перекрывая их парными накладками на болтах (рис. 391, *в*). При стойках составного сечения стыки брусьев или бревен рекомендуется располагать вразбежку.

В легких башнях при небольших вертикальных нагрузках возможно выполнение стыков косым прирубом.

В качестве примера решения башни на врубках на рис. 392 показана водонапорная башня[1] высотой $H = 20{,}90$ *м* при высоте напора $H_н = 16{,}00$ *м* и баке объемом $V = 50$ *м*^{3}.

В. Башни на нагелях

Башни на нагелях могут быть выполнены при любой схеме решетки. Стойки башни в зависимости от ее высоты, действующей нагрузки и требуемой жесткости выполняются из одного, двух, трех или четырех бревен или брусьев, а иногда и в виде пакетов из досок, сбитых между собой гвоздями (например нефтяные вышки). В качестве сопряжений обычно применяются болты и гвозди. Для различных схем решетки башен следующие виды узловых сопряжений являются наиболее распространенными.

а) При перекрестной решетке и стойках из одного бревна — ригели (схватки) и раскосы из одного бревна (рис. 393, *а*) или парных досок (пластин).

[1] Проект водонапорной башни выполнен инж. Жаком С. М.

При расположении раскосов только с внешней стороны они в месте пересечения врубаются вполдерева и соединяются болтом.

Для того чтобы избежать нерациональной взаимной врубки раскосов вполдерева, в легких башнях иногда применяется следующий прием (рис. 393, *а*). Один раскос располагается снаружи стоек, другой одним концом с наружной, а другим—с внутренней стороны стоек. В месте пересечения раскосы скрепляются болтом. В том случае, если перекрещивающиеся раскосы располагаются по разным сторонам стойки, скрепление их осуществляется болтом через прокладку.

Ни в коем случае не следует допускать присоединения в одном узле к бревенчатой стойке двух одинарных рабочих элементов решетки с разных сторон стойки (рис. 393, *б*) ввиду опасности значительных деформаций узлового сопряжения вследствие скручивания стойки.

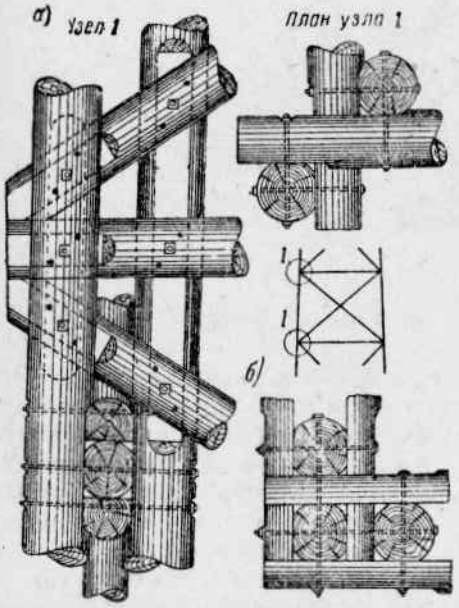


Рис. 394. Узловые сопряжения на нагелях при перекрестной решетке и стойках из двух и трех бревен

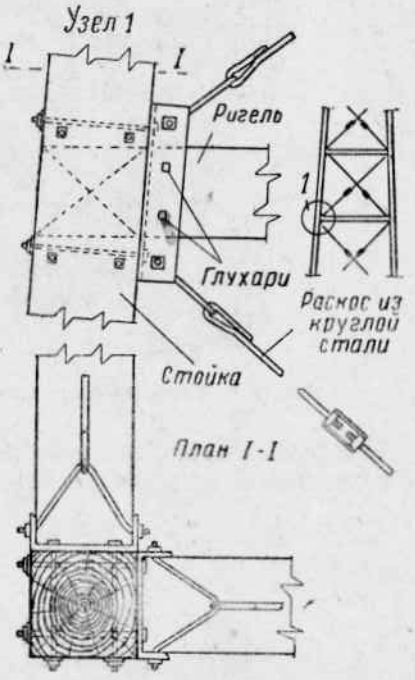


Рис. 395. Узловые сопряжения и нагелях при перекрестной решетке и раскосах из круглой стали

Взаимной врезки раскосов вполдерева можно избежать также путем конструирования одного раскоса составным из двух досок или пластин, плотно охватывающих сечение цельного раскоса в середине его длины. В этом случае на концах цельного (бревенчатого) раскоса набиваются парные доски (или пластины), которые обжимают стойки в узле (рис. 393, *в*).

При стойках из двух бревен и ригелях и раскосах из одного, расположение бревен в стойках может быть принято по диагонали (рис. 394, *а*).

К недостаткам этого решения следует отнести большой эксцентриситет прикрепления раскосов.

Решение узла при стойке из трех бревен показано на рис. 394, *б*. В этом случае ригель следует выполнять из двух досок (пластин).

На рис. 395 представлено узловое решение при раскосах из круглой стали и при одинарных брусчатых или бревенчатых стойках и ригелях. Достоинством этого решения является возможность подтяжкой болтов и тяжей устранять влияние поперечной усушки элементов на работу сопряжений.

б) При полураскосной решетке присоединение раскосов и ригелей

к стойке — совершенно симметрично относительно фасадной оси башни (рис. 396). Присоединение раскосов к ригелю осуществляется тоже симметрично и тоже с некоторым эксцентриситетом (рис. 396, *а*).

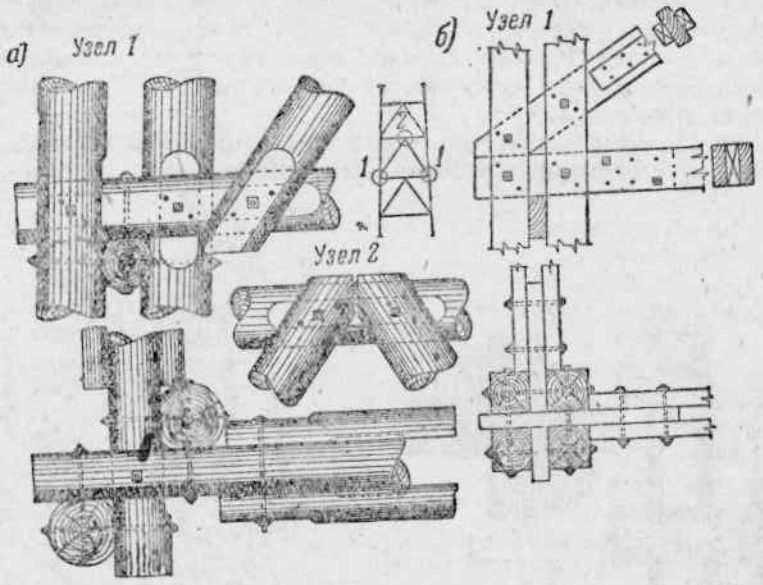


Рис. 396. Узловые сопряжения на нагелях при полураскосной решетке

Большая многостепенность передачи усилий и в результате повышенная деформативность являются основным недостатком этой системы. Малая длина элементов решетки, а также простота и единообразие их присоединений являются ее преимуществом, особенно заметным в легких башнях, несущих небольшую нагрузку.

Раскос может крепиться к стойке также путем устройства специальных накладок из досок аналогично указанному на рис. 393, *в*.

в) На рис. 397 показаны основные узлы присоединения ромбической решетки при одинарных стойках, ригелях и подкосах и при расположении одной (треугольной) системы раскосов снаружи и другой (тоже треугольной) внутри башни.

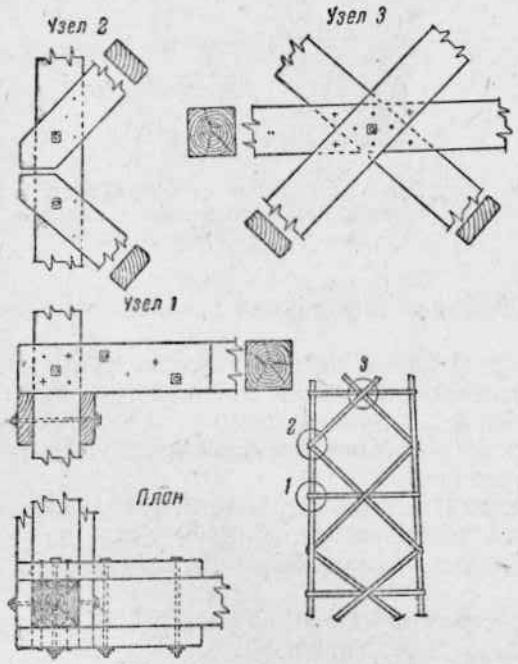


Рис. 397. Узловые сопряжения на нагелях при «ромбической» решетке

Простое решение узлов и значительно меньшая по сравнению с полураскосной системой многостепенность передачи усилий при минимальной свободной длине панелей, стоек и элементов решетки определяют значительные преимущества ромбической решетки по сравнению со всеми рассмотренными выше.

На рис. 398 изображена парашютная вышка высотой $H = 41$ *м* с рабочей площадкой на высоте $H = 35{,}5$ *м*. Конструкция вышки выполнена на нагелях из круглого железа.

Одной из наиболее интересных и сложных форм применения инженерных деревянных конструкций являются радиобашни.

Ввиду благоприятных радиотехнических свойств деревянных башен в Германии за 5 лет (с 1930 г. по 1935 г.) было построено четыре башни высотою

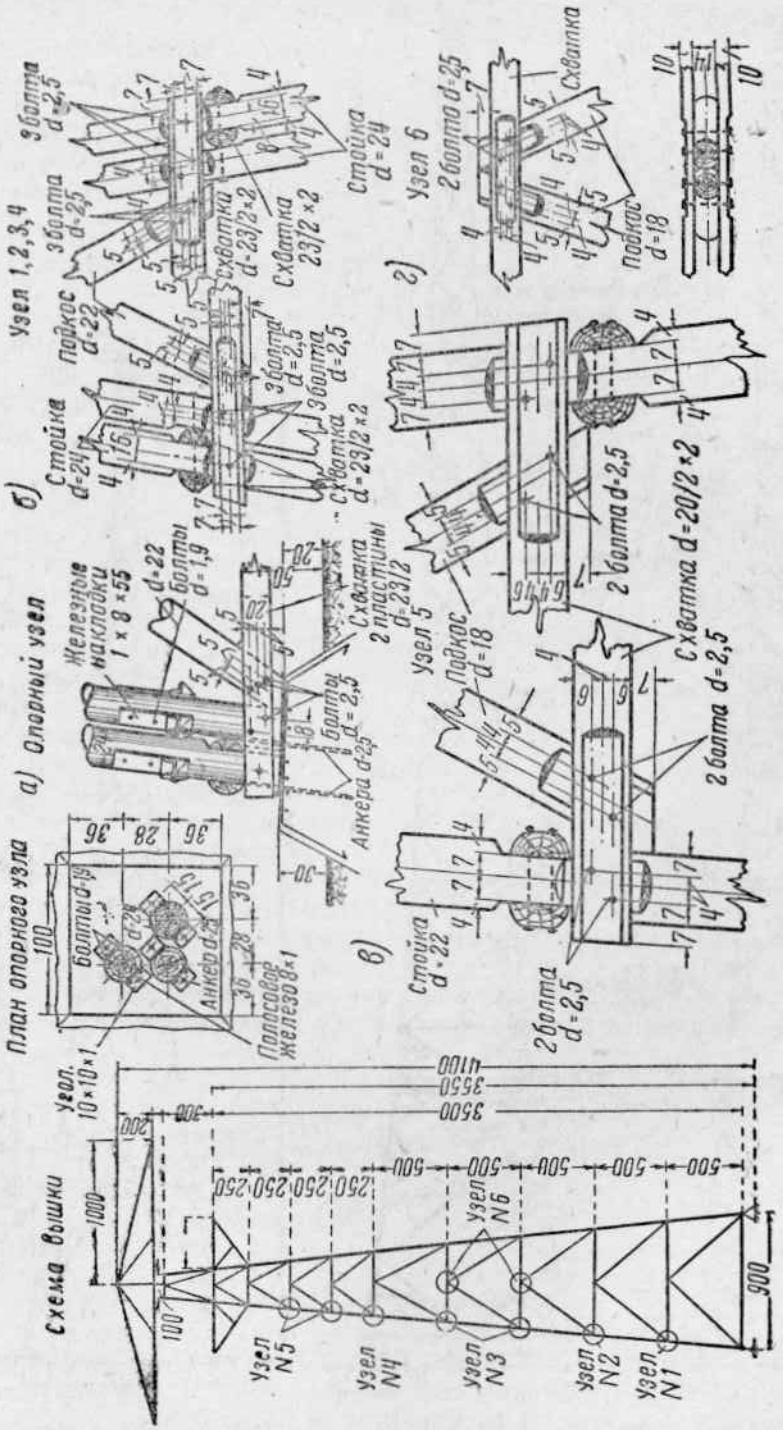


Рис. 398. Парашютная вышка $H = 41$ м: а—деталь примыкания стоек к фундаменту; б, в и г—детали узлов

по 100 *м*, две по 115 *м*, две по 125 *м*, одна 140 *м*, одна 145 *м*, две по 160 *м*, одна 163 *м* и одна 190 *м* высотой. Из них пять башен возведено по системе Кюблер, четыре—Мельтцер и две—Сименс Бауунион.

Примером решения деревянных радиобашен могут служить две из этих

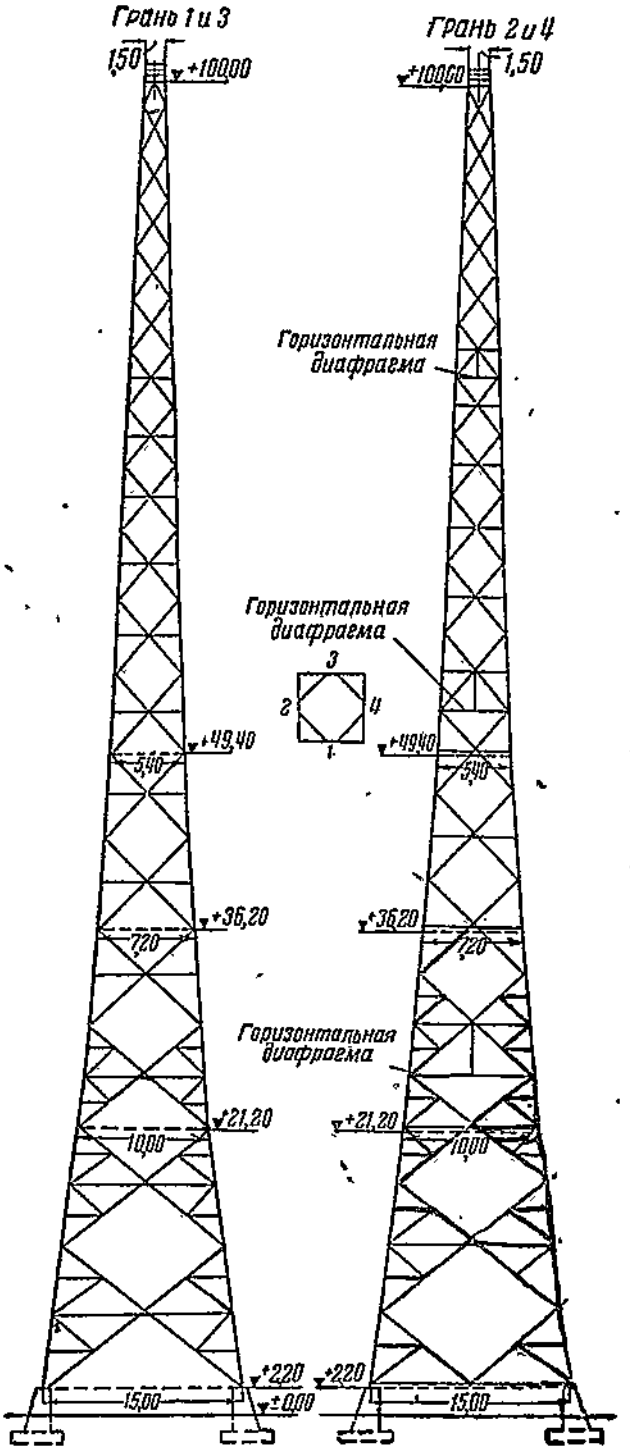


Рис. 399. Схема радиобашни высотой 100 м

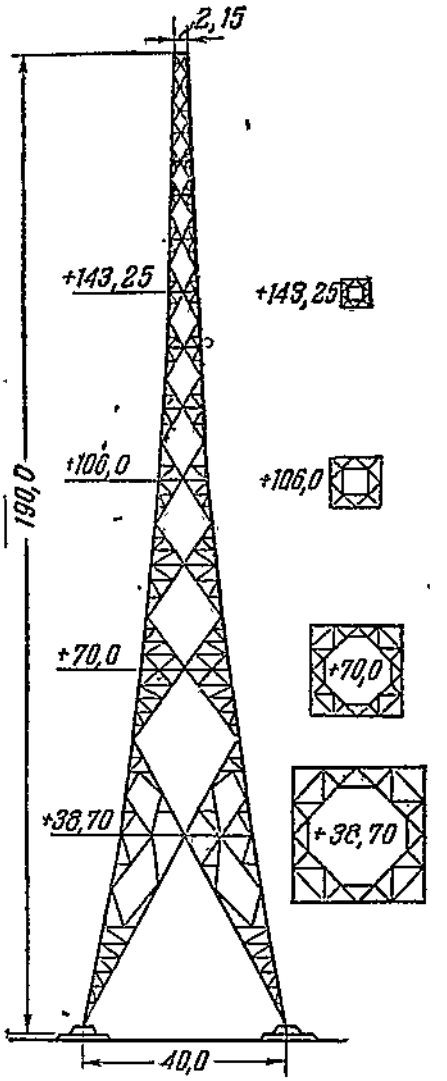


Рис. 400. Схема радиобашни высотой 190 м

башен высотой по 100 *м*, построенные в Мюллакере (рис. 399). Все узловые сопряжения башен выполнены на дубовых вкладышах Кюблера с применением болтов из специального медного сплава; таким образом из конструкции башен вообще исключены железные части за исключением анкеров в основании.

На рис. 400 показана схема радиобашни высотой 190 *м*, построенная в 1933—1934 гг. фирмой Сименс Бауунион. Узловые сопряжения башни выполнены на бронзовых шпонках и болтах.

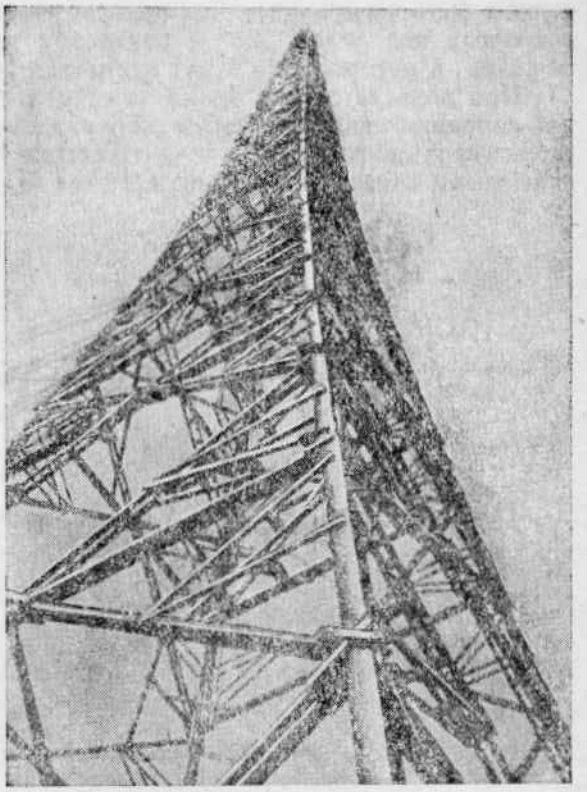


Рис. 401. Общий вид верхней части радиобашни

Г. Монтаж решетчатых башен

а) 1-й способ: подъем отдельных элементов башни с последующим их скреплением между собой

Подъем основных стоек башни высотой до 40 *м* производится мачтой, которая обычно устанавливается по оси башни. Мачтой служит бревно диаметром~24 *см* в комле, длиной от $^1/_3$ до $^1/_2$ высоты башни.

Мачта врывается комлем в землю вертикально на глубину 1 *м*. Подъем самой мачты производится при помощи канатов и блоков (рис. 402). Перед подъемом мачты к ней привязывают, отступя 1 *м* от вершины, четыре оттяжных каната и два блока. Один из блоков привязывается непосредственно под оттяжными канатами, другой—на 2 *м* ниже первого.

Сначала подъем мачты производят на руках, поддерживая ее за стремянку и подставляя под мачту подпорные доски и козлы из двух жердей (рис. 402).

Когда наклон мачты достигнет примерно 20—25°, начинают тянуть канат руками, воротом или лебедкой. Во избежание опрокидывания мачты в сторону

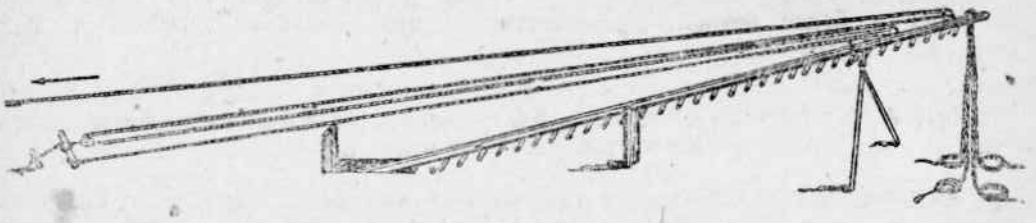


Рис. 402. Подъем бревенчатой мачты

подъемного каната при наклоне 70—80° задний оттяжной канат несколькими оборотами закрепляется вокруг своей сваи. При дальнейшем подъеме мачты задний оттяжной канат постепенно спускают на трении, все время удерживая его обмотанным в два витка вокруг задней сваи.

После того как мачта приняла вертикальное положение, все четыре оттяжных каната закрепляются наглухо, яма засыпается и земля вокруг мачты послойно утрамбовывается.

При помощи мачты стойки башни могут быть подняты в заранее сращенном виде общей длиной 35—40 *м*.

Подъем стоек при помощи мачты показан на рис. 403. Стойки поднимаются или одним канатом и имеют один ярус оттяжных канатов (рис. 403), или (стойки выше 25 *м*) двумя канатами и имеют тогда два яруса оттяжек. В каждом ярусе должно быть четыре оттяжных каната: передний, задний и два боковых, расположенных под углом 120° к переднему канату. Концы канатов разносятся по сваям, к которым они будут крепиться во время подъема.

При подъеме стойки одним канатом его конец продергивается через верхний направляющий блок мачты сверху, далее через верхний блок стойки сверху, затем в верхний рабочий блок мачты сверху, во второй блок стойки сверху и т. д., пока конец каната не пройдет через все блоки стойки и мачты.

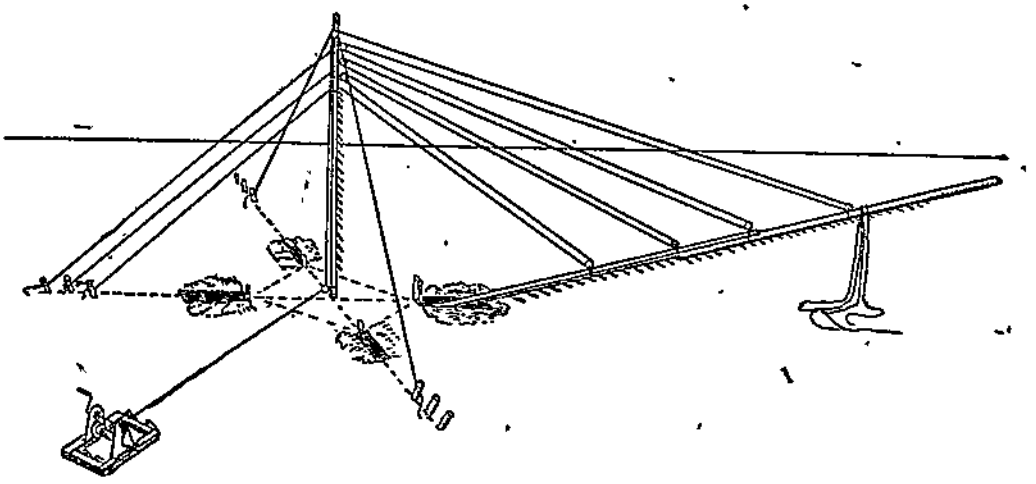


Рис. 403. Подъем стойки при помощи мачт

Подъем стойки производится при помощи лебедки и ничем не отличается от подъема мачты.

Заранее заготовленные ригели и подкосы поднимаются на стойки вручную при помощи канатов, пропущенных через блоки, привязанные к вершине стоек и направляющие блоки у основания стоек. Если необходимая высота стоек башни не может быть достигнута подъемом их сразу на полную длину, то приходится применять подъем по частям с наращиванием верхних частей после раскрепления нижних ригелями и подкосами.

Такой (ступенчатый) способ подъема, удобный для стоек, состоящих из двух и более ветвей, применяется и при монтаже деревянных мачт (см. ниже § 60).

б) 2-й способ: подъем башни отдельными фермами, заранее собранными на земле

Подъем небольших башен отдельными фермами, заранее собранными на земле, широко распространен на практике, так как он дает возможность точно собрать и соединить между собой все элементы фермы на бойке.

Подъем башни цельными фермами аналогичен подъему башни отдельными стойками.

Монтаж отдельных элементов башни может быть также произведен при помощи кранов, дерриков и т. д.

Для сборки высоких башен (например радиобашен) применяют монтажные решетчатые мачты со стрелами.

§ 55. СЕТЧАТЫЕ БАШНИ СИСТЕМЫ ШУХОВА

Сетчатая башня этой системы представляет собой однополый гиперболоид вращения, образованный из двух систем, взаимно пересекающихся прямых стоек, наклоненных под определенным углом к горизонту (схема 7 табл. 21 и рис. 404).

Конструктивно в деревянной сетчатой башне стойки, образующие одну систему, прилегают снаружи к поверхности гиперболоида, а стойки, образующие вторую систему и имеющие противоположный наклон, прилегают к ней изнутри.

Для того чтобы во всех точках касания стоек прямоугольного сечения обеспечить совпадение смежных граней, необходимо стойки скручивать или же делать

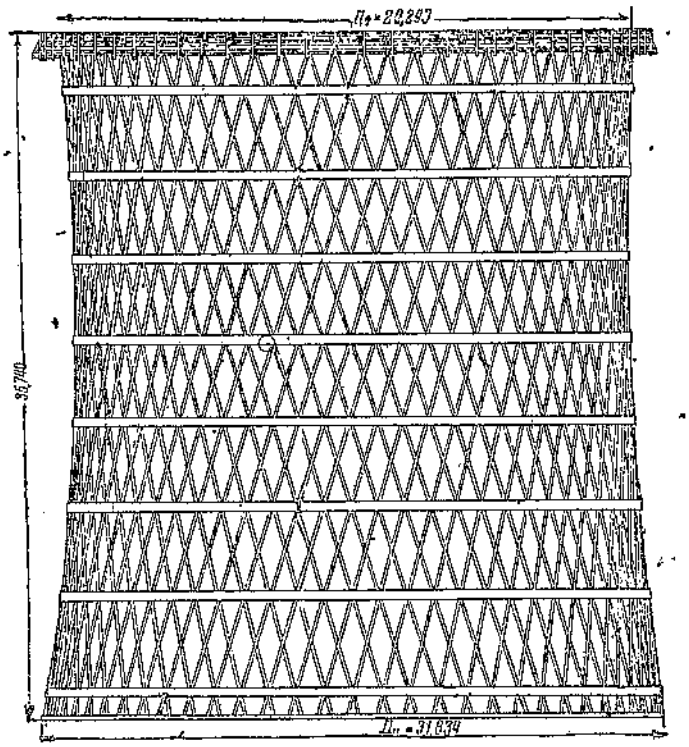


Рис. 404. Общий вид сетчатой башни-градирни $H = 35{,}74$ *м*

в них специальные подрезки. В местах перекрещивания стойки скрепляются болтами.

В нескольких уровнях башни устраиваются горизонтальные диафрагмы или кольца, создающие неизменяемость всей системы и обеспечивающие устойчивость отдельных элементов и всей башни в целом. Расстояние между диафрагмами следует назначать не более 5—6 *м*. Диафрагмы рекомендуется ставить в местах перекрещивания стержней или вблизи их.

Стержни башни примыкают к фундаменту непосредственным упором и прикрепляются к нему анкерами. Фундамент осуществляется в виде кольца или отдельных столбов.

Для сетчатых башен может применяться как пиленый, так и круглый лес.

Сопряжениями отдельных элементов башни служат нагели и врубки.

Достоинством сетчатых башен является их экономичность в отношении расхода материала, надежность в работе, стандартность элементов и сборность конструкции, определяющие возможность заводского изготовления ее элементов.

В настоящее время сетчатые башни применяются преимущественно в строительстве градирен.

Определение внутренних усилий в сетчатых башнях ведется по методам расчета пространственных систем этого типа[1]. Подбор сечений отдельных элементов башни ведется по формулам для стержневых систем. При расчете отдельных стержней на сжатие расчетная свободная длина их принимается равной расстоянию между точками пересечения стержней с диафрагмами.

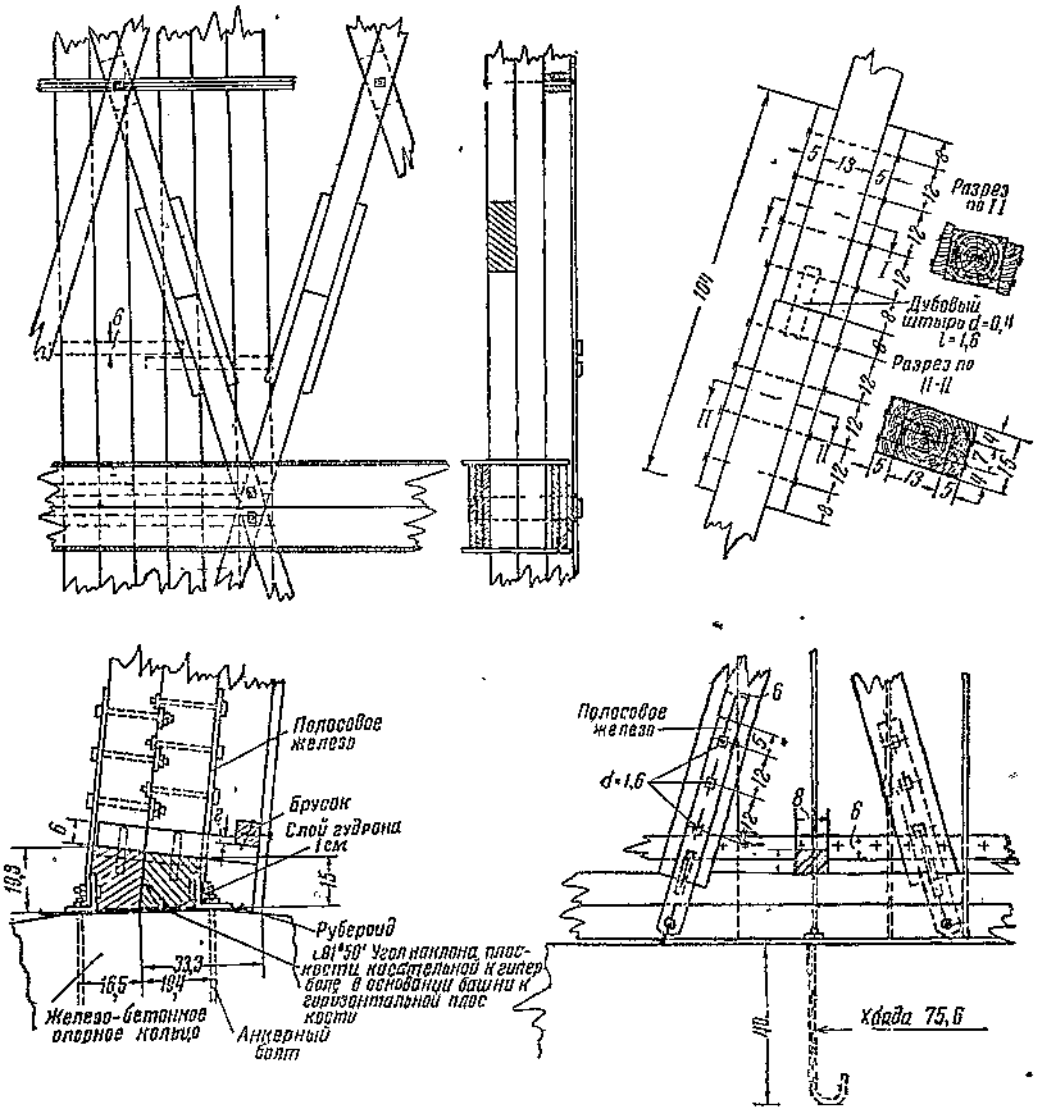


Рис. 405. Деталь стыка стоек и конструкции средней и нижней частей сетчатой башни-градирни $H = 35{,}74$ *м*

На рис. 404 показан проект ствола градирни[2] в виде сетчатой башни высотой $H = 35{,}74$ *м* с внутренним диаметром понизу $D_н = 31{,}634$ *м* и поверху $D_в = 29{,}293$ *м*. На рис. 405 приведены детали конструкции.

Достоинством сетчатой конструкции ствола градирни является ее сборность. Обшивка в градирне не входит в состав несущей конструкции и в случае необходимости может быть сменена.

Сборку башни можно вести с коренных лесов или с разборной переносной площадки на кронштейнах[3].

[1] См. [141], [172].
[2] По материалам Теплоэлектропроекта.
[3] См. [136].

Коренные леса возводятся внутри башни по окружности на всю ее высоту. К стойкам лесов крепятся консоли, на которые укладывается настил и устанавливаются оградительные перила. В этом случае монтаж башни может свободно производиться с внутренней и наружной сторон башни. Недостатком такого способа сборки является большой расход лесоматериалов (с частичным возвратом) и необходимость возведения и разборки громоздких лесов.

По второму способу монтаж производится в следующем порядке: сперва по верху железобетонного кольца, по которому наклеен рубероид на клебемассе, укладывается деревянное кольцо из брусьев, служащее основанием для башни.

После разметки и подготовки гнезд на кольце устанавливаются наклонные стойки первого яруса башни. Стойки крепятся к первому основному кольцу, внутренний пояс которого предварительно собирается на козлах. Сборку и разметку кольца следует производить точно по шаблону. Направление наклонных стоек первого яруса определяет направление каждой стойки по всей ее длине,

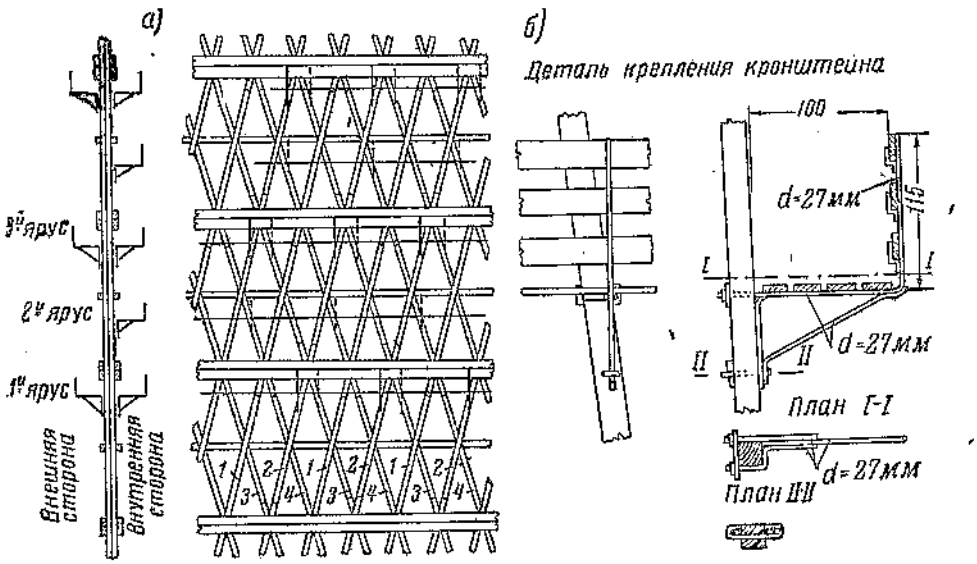


Рис. 406. Кронштейн для устройства подмостей при монтаже сетчатой башни

поэтому правильной установке стоек первого яруса должно быть уделено особое внимание.

Каждая стойка первого яруса устанавливается так, чтобы одна грань ее была обращена к кольцу пояса и плотно к нему прилегала. Для того чтобы стойки по всей длине плотно прилегали к кольцам поясов жесткости, на каждом стыке стойки следует делать поворот наращиваемого звена около продольной оси его на угол, величина которого зависит от длины звена. Для плотного прилегания стыковых накладок к концам стыкуемых звеньев на них делается затес. В местах взаимного перекрещивания стойки также притесываются.

Для сборки верхних ярусов стоек, стыкуемых вразбежку, и колец устраиваются подмости на кронштейнах, которые крепятся к стойкам (рис. 406, *а*). На рис. 406, *б* показано расположение подмостей по высоте башни на развертке участка башни. Кронштейны крепятся к стойкам № 2 для внешних и к стойкам № 3 для внутренних подмостей. С подмостей производится наращивание стоек № 1 и № 4, после чего заканчивается сборка с тех же подмостей основного пояса.

Второй ярус подмостей устанавливается только с внутренней стороны у промежуточного кольца. С этого яруса подмостей наращиваются стойки № 2 и 3 и монтируется промежуточное кольцо. Затем подмости первого яруса переносятся в положение третьего яруса, с которого наращиваются стойки № 1 и № 4 и монтируется следующее основное кольцо и т. д.

Такой способ монтажа башни значительно экономичнее предыдущего, но требует более высокой квалификации монтажной бригады и технического надзора.

§ 56. БАШНИ-ОБОЛОЧКИ

Башни-оболочки подразделяются на ребристые и тонкостенные.

Ребристые башни имеют жесткие, часто расставленные диафрагмы, практически обеспечивающие неизменяемость формы поперечного сечения башни.

По высоте тонкостенных башен жесткие диафрагмы отсутствуют.

Конструкция башни-оболочки состоит из следующих основных элементов:

1) стоек из досок или брусков, направленных вдоль образующей башни;

2) колец из гнутых досок, а при малых диаметрах—из выкружаленных досок; кольца могут быть выполнены частично или полностью в виде жестких диафрагм;

3) перекрестной диагональной обшивки из тонких досок, огибающих оболочку по винтовым линиям, направленным под углом 45° к стойкам и кольцам; в некоторых случаях возможно применение в качестве обшивки водостойкой фанеры.

Все элементы скрепляются между собой гвоздями и болтами.

Башни-оболочки могут быть цилиндрической или конической формы. С конструктивной и производственной точек зрения цилиндрическая форма предпочтительнее, так как в башне конической формы различные по размеру горизонтальные кольца и часть косой обшивки требуют более сложной нестандартной обработки и пригонки по месту.

Башни-оболочки могут применяться как в виде башен, воспринимающих преимущественно горизонтальные ветровые нагрузки, например, градирни, причальные башни для дирижаблей, башни ветросиловых установок, радиобашни и др., так и в качестве башен, воспринимающих одновременно значительные вертикальные и горизонтальные нагрузки, например водонапорные башни.

Башни-оболочки по сравнению с другими конструкциями башен обладают следующими преимуществами:

1) башня-оболочка, имеющая весьма рациональное кольцевое рабочее сечение, может быть применена для сооружений больших размеров и для больших нагрузок, по возможности равномерно распределенных;

2) башня-оболочка не требует для своего выполнения лесоматериалов повышенного качества и крупных сортаментов;

3) конструкция проста в производстве работ и не требует специальной квалификации рабочей силы.

Как правило, в строительстве употребляются ребристые башни-оболочки. Тонкостенные башни-оболочки применяются лишь при башнях больших диаметров и малой высоты и при небольших нагрузках, когда по экономическим соображениям невыгодна постановка жестких диафрагм, а также в случаях, когда их устройство невозможно по технологическим требованиям (например, в градирнях).

В ребристых башнях-оболочках отношение диаметра к высоте колеблется в значительных пределах в зависимости от назначения сооружения. Из условия предельной гибкости рекомендуется соблюдать отношение:

$$\frac{D}{l_p} \geqslant \frac{1}{25},$$

где l_p—свободная (расчетная) высота башни.

Для башен, не имеющих боковых закреплений (оттяжек или жестких подкосов), $l_p = 2H$, где H—высота башни.

В тонкостенных башнях-оболочках рекомендуется назначать отношение:

$$\frac{D}{H} \geqslant \frac{1}{2},$$

где D—диаметр башни (по основанию).

При расчете башен учитываются следующие нагрузки:

1) собственный вес башни, который подсчитывается по назначенным размерам отдельных элементов, составляющих башню;

2) полезные нагрузки (баки для воды, вес антенны и т. п.);

3) ветровая нагрузка.

В случае необходимости учета неравномерного распределения давления ветра по поперечному сечению башни коэфициент k может быть принят из графика рис. 407.

Необходимо отметить, что график не является совершенным; он составлен на основании опытов Прандтля, который подвергал продувкам гладкий цилиндр диаметром 30 *см* и высотой 63 *см* при скоростном напоре $q=51{,}8$ *кг/см*^{2} и скорости ветра $v=30$ *м/сек*.

Уравнение кривой k может быть выражено в виде ряда Фурье

$$k=a_0+\Sigma a_n\cos n\theta, \quad (1-56)$$

где $n=1, 2, 3, 4\ldots$

С достаточной для практики степенью точности можно ограничиться пятью членами ряда:

$$k=-0{,}6+0{,}3\cos\theta+ \\ +1{,}05\cos 2\theta+0{,}4\cos 3\theta- \\ -0{,}15\cos 4\theta^*. \quad (2-56)$$

В целях упрощения расчета можно принимать значение q, определяемого по нормам на ветровую нагрузку, постоянным по всей высоте башни или на отдельных участках ее.

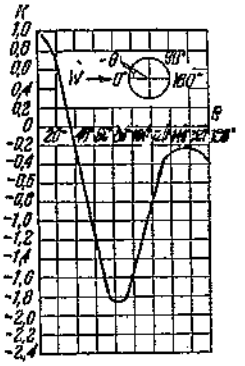


Рис. 407. График аэродинамических коэфициентов при определении ветровых нагрузок для цилиндрических башен

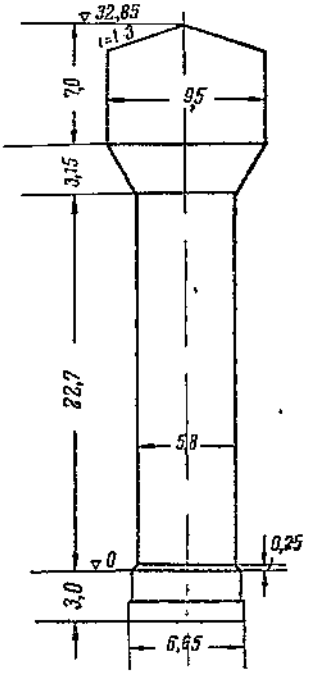


Рис. 408. Водонапорная ребристая башня-оболочка высотой 32,85 *м*. Основные габаритные размеры

А. Ребристая башня-оболочка (водонапорная башня)

На рис. 408, 409, 410 и 411 приведен проект[1] водонапорной ребристой башни-оболочки высотой $H=32{,}85$ *м* при напоре (высота от уровня земли до дна бака) $H_1=25{,}9$ *м* и емкости бака $V=100$ *м*^{3}. Стойки ствола башни в количестве 16 шт. расположены симметрично по кругу диаметром $D=5{,}5$ *м* и состоят из трех слоев досок: внутренних 12×20 *см* и наружных 6×20 *см* (рис. 411).

Стыки внутренних досок смещены по отношению к стыкам наружных досок на половину длины доски.

К стойкам снаружи прибита перекрестная обшивка из досок 2×16 *см*. По высоте башни на взаимном расстоянии 4,35—4,50 *м* устроено пять диафрагм.

Внутри башни расположена лестница. Диафрагмы используются в качестве лестничных площадок. Шатер и ствол башни отеплены двумя слоями фибролита общей толщиной 14 *см*.

---

* Значение коэфициента k при необходимости учета неравномерного давления ветра может быть также принято согласно нормам на ветровую нагрузку ОСТ 90059-40. В этом случае общее давление ветра на диаметральную плоскость цилиндра определяется коэфициентом $k=0{,}7$. Для удобства в дальнейших расчетах принято распределение давления согласно рис. 407, так как в этом случае уравнение кривой k выражается в достаточно простом виде.

[1] Проект составлен инж. М. Ф. Ковальчуком.

Крыша шатра утеплена антисептированными опилками. Снаружи башня на $^1/_3$ ее высоты оштукатурена, а в остальной части покрыта этернитом. Изнутри башня и шатер также оштукатурены.

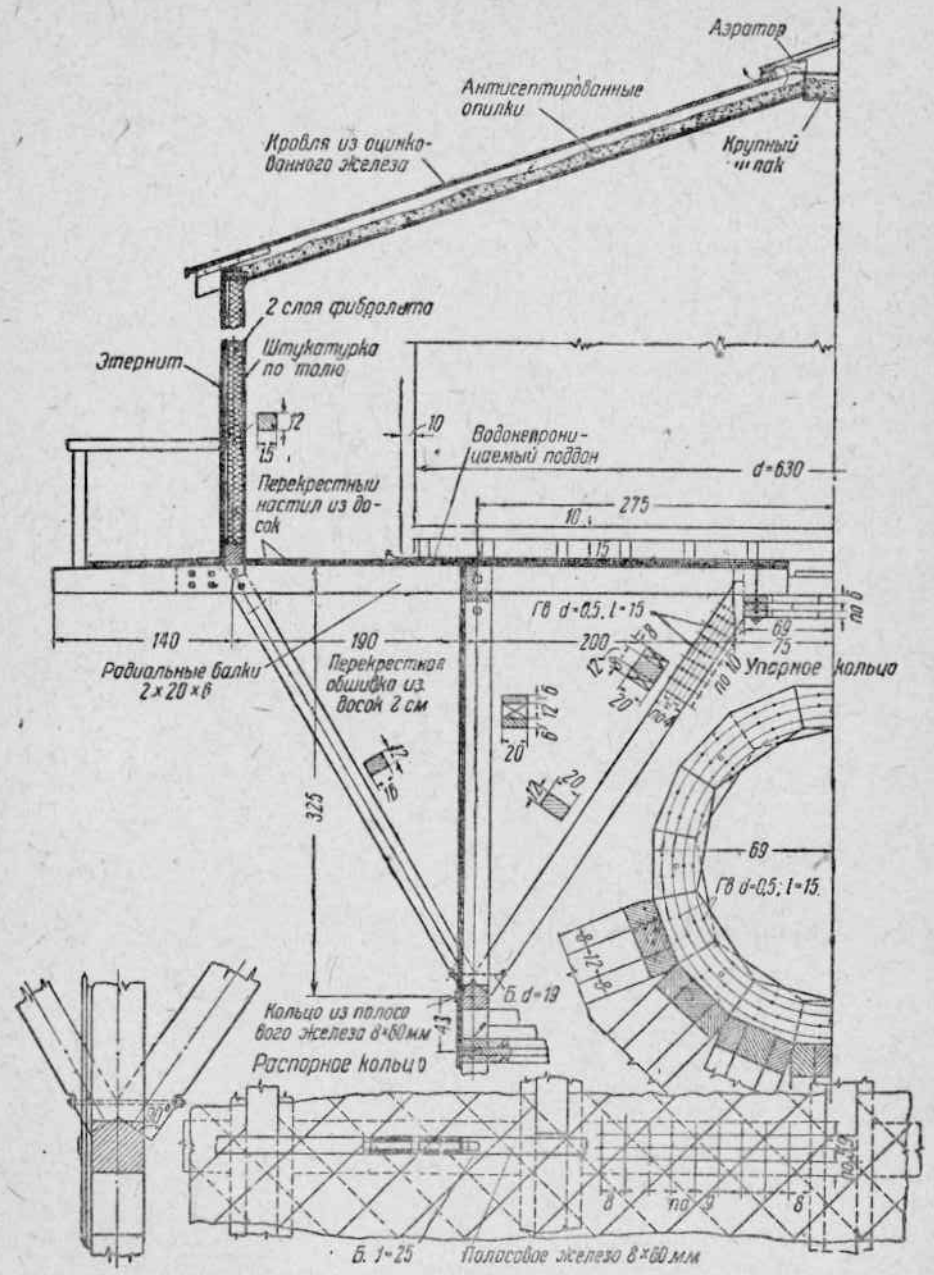


Рис. 409. Шатер и опорная площадка

На рис. 412 показаны общий вид водонапорной башни-оболочки, возведенной по проекту конторы «Техбетон»[1].

[1] Автор инж. Наумович при консультации проф. Карлсена Г. Г. и инж. Ковальчука М. Ф.

Расчет ребристых башен-оболочек

При расчете ребристую башню-оболочку можно с достаточной для практики точностью рассматривать как консоль, защемленную нижним концом в фундаменте и сохраняющую при работе круговую форму поперечного сечения. При этом желательно, чтобы расстояние s_g между жесткими диафрагмами не превышало 5—6 *м* и, кроме того, соблюдалось соотношение $s_g \leqslant 1{,}2\ D$, где D — диаметр башни.

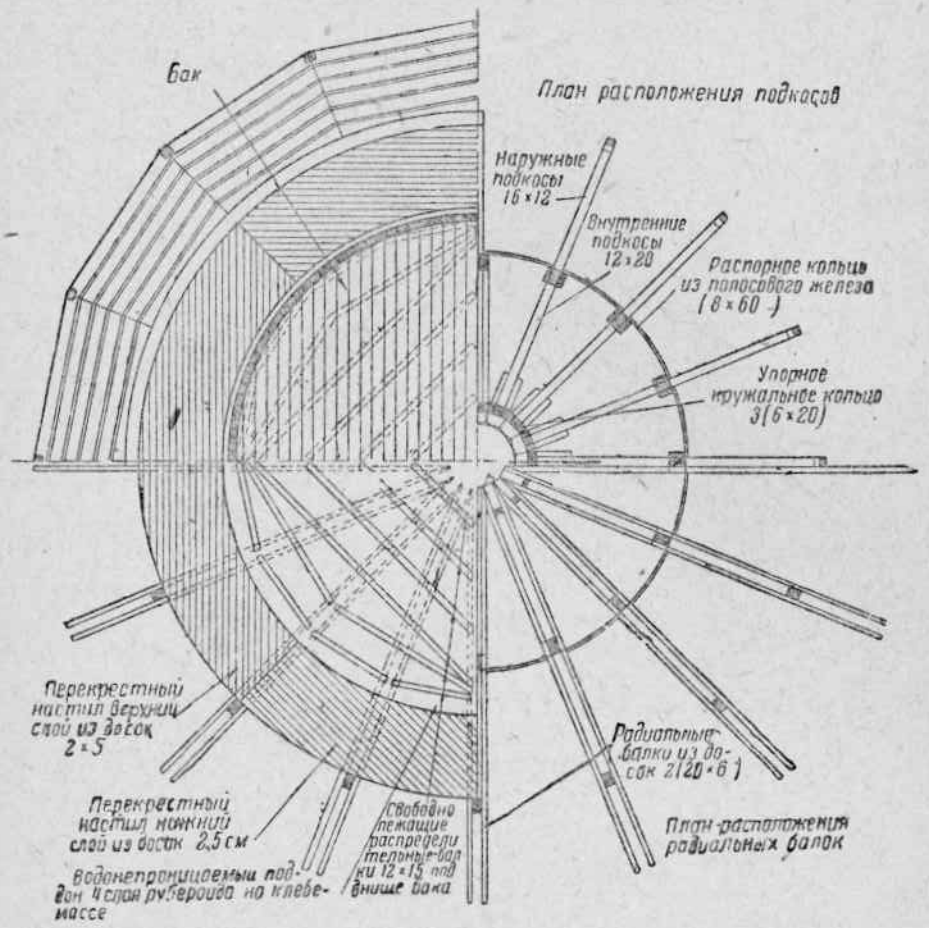


Рис. 410. План опорной площадки под резервуаром

В случае, если диафрагма выполняется в виде кольца (например, из выкружаленных или гнутых досок), то для обеспечения достаточной ее жесткости рекомендуется назначать

$$\frac{c}{r} \geqslant 0{,}03,$$

где $c = \sqrt[3]{\dfrac{12J_k}{s_g}}$ — приведенная толщина кольца;

J_k — расчетный момент инерции поперечного сечения кольца;

r — радиус поперечного сечения башни.

Момент инерции поперечного сечения стоек башни-оболочки относительно оси x—x (рис. 413, *а*) без учета момента инерции стоек относительно собственной оси выразится в виде:

$$J_x = \sum_{k=1}^{k=m} Fr^2 \cos^2 k\frac{\pi}{m}, \qquad (3\text{—}56)$$

где $k = 1, 2, 3, 4, \ldots, 2m$;

F — площадь поперечного сечения одной стойки;

$2m$ — полное число стоек;

r — радиус окружности, проходящей через центры тяжести стоек.

После преобразований

$$J_x = mFr^2. \qquad (4\text{—}56)$$

Момент сопротивления стоек относительно оси x—x:

$$W_x = \frac{J_x}{r} = mFr. \qquad (5—56)$$

Максимальные нормальные напряжения, возникающие в стойках ребристых башен-оболочек от воздействия симметричной вертикальной нагрузки N_0 (собственный вес башни, вес резервуаров и т. п.), равномерно распределенной между стойками, и изгибающего момента M от давления ветра определяются по общей формуле:

$$\frac{N_0}{F_{6p}} + \frac{M}{W_{6p}\xi} \leqslant [\sigma_c]\,\varphi_1; \qquad (6—56)$$

$$\frac{N_0}{2mF} + \frac{M}{mFr\xi} = \frac{N_0 + N_1}{F} \leqslant [\sigma_c]\,\varphi_1. \qquad (7—56)$$

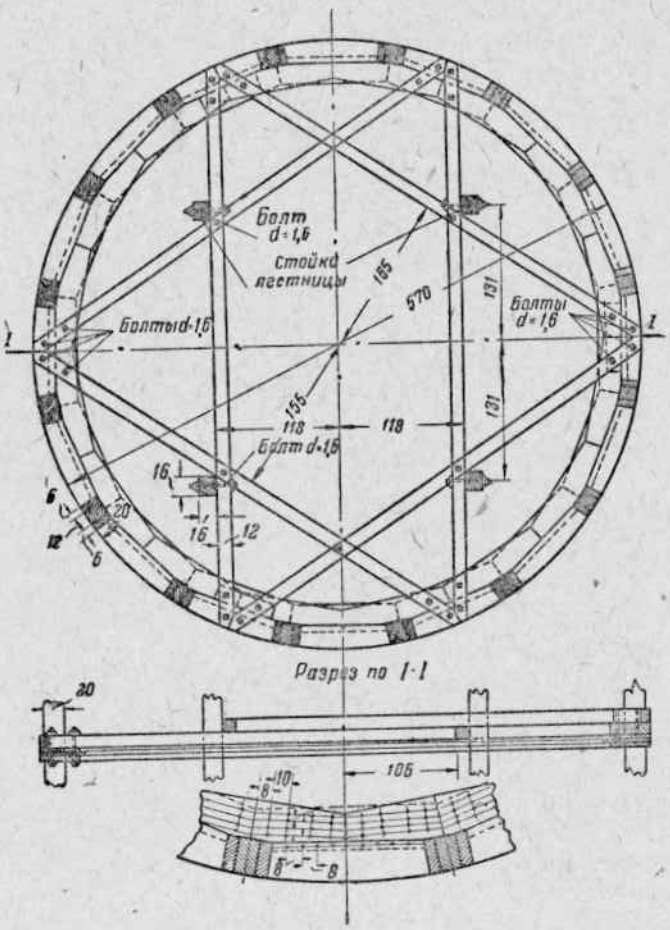


Рис. 411. Промежуточная диафрагма

Здесь $N_1 = \dfrac{M}{mr\xi}$ — максимальное нормальное усилие в стойке от изгибающего момента M,

$$\xi = 1 - \frac{\lambda^2}{3\,100}\,\frac{\sigma_c}{[\sigma_c]}; \qquad \lambda = \mu_0\lambda_0.$$

Гибкость всей башни в целом определяется, как для монолитного пустотелого стержня с учетом момента инерции и площадей только стоек, по формуле:

$$\lambda_0 = \frac{l_6}{\rho} = \frac{2H}{\sqrt{\dfrac{mFr^2}{2mF}}} = \frac{2H\sqrt{2}}{r},$$

где $l_0 = 2H$ — расчетная высота башни.

Коэфициент μ_0 приведения гибкости равен:

$$\mu_0 = \sqrt{1 + \frac{k_c h n_m}{l_0^2}\,\frac{[n_c]}{n_c}},$$

Примем h равным расстоянию между центрами тяжести двух полуокружностей (рис. 413, *а*)

$$h = \frac{2D}{\pi} = 0{,}636D; \quad k_c = 2; \quad n_{ш} = 2 \text{ и } \frac{[n_c]}{n_c} = 2.$$

Уменьшенное количество n_c связей принято в соответствии с § 24 Н и ТУ для стержней с уменьшенной площадью связей и с неполным использованием напряжений, что мы имеем обычно в башнях вследствие необходимости размещения гвоздей в стойках.

Выражая D в метрах, получаем:

$$\mu_0 = \sqrt{1 + \frac{0{,}636 \cdot 100 \cdot D \cdot 2 \cdot 2}{l_0^2}} = \sqrt{1 + \frac{250D}{l_0^2}}.$$



Рис. 412. Общий вид водонапорной башни-оболочки

Стойки башен, подверженных только центральному сжатию, должны быть проверены по формуле:

$$\sigma_c = \frac{N_0}{2mF\varphi_0} \leqslant [\sigma_c], \qquad (8\text{—}56)$$

где φ_0 — коэфициент продольного изгиба всей башни в целом, определяемый по приведенной гибкости $\lambda = \mu_0\lambda_0$.

Наибольшее усилие в косой обшивке у нейтральной оси определяется по известной формуле:

$$D_c = D_p = \frac{T}{2} = \frac{Q_z S_x}{2J_x \xi}, \qquad (9\text{—}56)$$

где Q_z — поперечная сила в сечении z по высоте башни;

S_x — статический момент стоек на половине сечения относительно нейтральной оси;

$$S_x = \sum_{k=1}^{k=m} Fr \cos k\frac{\pi}{m}; \quad \text{при } k = 1, 2, 3, \ldots, m$$

$$S_x = \frac{Fr}{\frac{\pi}{2m}};$$

J_x — момент инерции всех стоек башен.

Подставляя значения S_x и J_x в формулу (9—56), имеем:

$$D_c = D_p = \frac{T}{2} = \frac{Q_z Fr}{2\frac{\pi}{2m} mFr^2\xi} = \frac{Q_z}{\pi r \xi}. \qquad (10—56)$$

Сжатые доски косой обшивки рассчитываются на одновременное действие сжатия с поперечным изгибом по формуле:

$$\frac{D_c}{F} + \frac{M}{W\xi_0} \leqslant [\sigma_c], \qquad (11—56)$$

где D_c—сжимающее усилие в доске, без учета стыков;
F—площадь доски косой обшивки;

$$\xi_0 = 1 - \frac{\lambda_1^2}{3100} \cdot \frac{\sigma_c}{[\sigma_c]}.$$

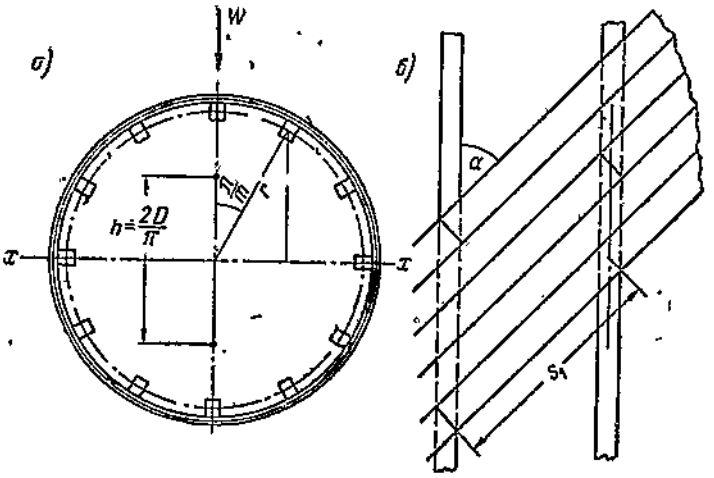


Рис. 413

При определении свободной длины l_0' досок косой обшивки учитывается защемление ее концов:

$$l_0' = 0{,}65 s_1,$$

здесь s_1— длина участка доски между стойками, измеренная по косому направлению (рис. 413, *б*);

$$M = D_c f_1,$$

где f_1—стрелка кривизны на середине расчетного участка длины доски;
W—момент сопротивления доски.

Ведя расчет по усилию D_c, отнесенному к ширине доски в 1 *см*, имеем:

$$\frac{D_c}{a} + \frac{D_c f_1}{\frac{a^2}{6}\xi_0} = \frac{D_c}{a}\left(1 + \frac{6f_1}{a\xi_0}\right) \leqslant [\sigma_c]. \qquad (12—56)$$

Здесь a—толщина доски в *см*.

Поверка косой обшивки на растяжение производится в ослабленном сечении по формуле:

$$\frac{D_p}{F_{нт}} \leqslant [\sigma_p],$$

причем расчетное растягивающее усилие D_p определяется с учетом расположения стыков обшивки.

Расположение стыков косой обшивки рекомендуется принимать у середины длины смежных досок.

Аналогично расчету ребер свода-оболочки диафрагмы башни-оболочки воспринимают приращение поперечной силы ΔQ на участке s_∂ между диафрагмами (с учетом характера распределения поперечной силы по поперечному сечению башни). Сдвигающие усилия T_∂, возникающие между диафрагмой и косыми настилами:

$$T_\partial = \frac{\Delta Q}{\pi R \xi} \sin\theta_\kappa \qquad (13—56)$$

При воздействии ветровой нагрузки диафрагма будет нагружена радиальным давлением ветра:

$$q_\theta = qs_\theta (a_0 + \Sigma a_n \cos n\theta)$$

(закон распределения ветровой нагрузки показан на рис. 407) и сдвигающими усилиями, которые направлены касательно к поперечному сечению башни и будут выражаться формулой (13—56), где ΔQ—приращение поперечной силы, равное равнодействующей давления ветра на участок башни между двумя диафрагмами: $\Delta Q = 0{,}7\, qDs_\theta$.

В случае, если диафрагма представляет собой кольцо постоянного сечения, изгибающие моменты M_k, поперечные силы Q_k и нормальные силы N_k для сечения, наклоненного под углом θ к направлению ветра, при воздействии ветровой нагрузки могут быть найдены по общим методам строительной механики и выражены в виде:

$$M_k = qs_\theta r (r + c) k_1; \qquad (14—56)$$

$$Q_k = qs_\theta [(r + c) k_2 + \alpha c k_3]; \qquad (15—56)$$

$$N_k = qs_\theta [(r + c) k_4 - \alpha c k_5], \qquad (16—56)$$

где r — радиус кольца по оси; $2c$ — ширина кольца; $\alpha = 1 + \frac{c}{r}$;

$$k_1 = \frac{a_n}{1 - n^2} \cos n\theta; \quad k_2 = -\frac{n a_n}{1 - n^2} \sin n\theta;$$

$$k_3 = a_1 \sin \theta;$$

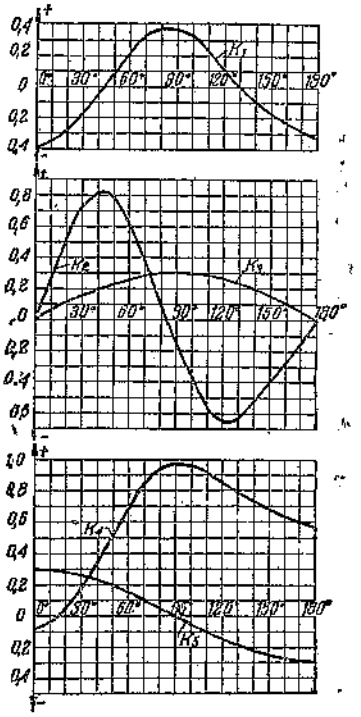


Рис. 414. График коэфициента k для определения M_k, N_k и Q_k в кольце

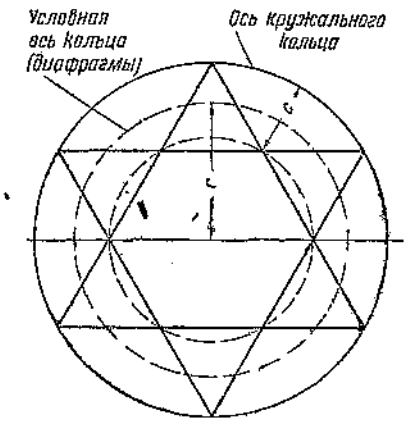


Рис. 415

$$k_4 = \frac{a_n}{1 - n^2} \cos n\theta - a_1 \cos \theta - a_0; \quad k_5 = a_n \cos \theta; \; n = 2,\ 3,\ 4,\ \ldots$$

Коэфициенты разложения в ряд a_n могут быть взяты из формулы (2—56). Значения k_1, k_2, k_3, k_4, k_5 представлены на рис. 414.

Диафрагму часто выполняют согласно рис. 411.

Схема этой диафрагмы (рис. 415) представляет собой многократно статически неопределимую систему. Поэтому определение в ней усилий довольно затруднительно. Усилия в элементах диафрагмы можно приблизительно найти, воспользовавшись расчетными формулами для кольца. Для этого за ось кольца можно принять окружность, проходящую по середине расстояния между осью кружального кольца и осью, проходящей через внутренние узлы диафрагмы.

Гвоздевой забой в ребристой башне-оболочке располагается по стойкам и диафрагмам. Расчет гвоздей, забитых по стойкам, производится на приращение ΔN_1 продольного нормального усилия N_1 в стойке.

Нормальное усилие в стойке, расположенной в плане на радиусе, отклоненном на угол θ от направления ветра:

$$N_1 = \frac{M}{mr\xi} \cos \theta. \qquad (17—56)$$

$$(N_1)_{max} = \frac{M}{mr\xi}; \qquad (17'—56)$$

Приращение нормального усилия ΔN_1:

$$\Delta N_1 = \frac{Q}{mr\xi} \cos \theta; \qquad (18-56)$$

$$(\Delta N_1)_{max} = \frac{Q}{mr\xi}. \qquad (18'-56)$$

Количество гвоздей на единицу длины стойки определится по формуле:

$$n_{1в} = \frac{\Delta N_1}{[T_1]},$$

где $[T_1]$ — допускаемое усилие на один «срез» гвоздя для односрезных несимметричных сопряжений с перекрестной стенкой.

Обычно стыки косой обшивки располагаются по стойкам (рис. 413, *б*); в этом случае число гвоздей, забитых по стойкам, должно дополнительно удовлетворять условию перекрытия растянутых стыков косой обшивки.

Усилие в направлении косого настила, расположенного под углом α к стойкам, при ширине полосы косого настила, соответствующего одной погонной единице по высоте стойки, равно $\frac{kD_p}{2\cos\alpha}$. Здесь k соответствует способу перекрытия стыков; при перекрытии стыков на половине длины соседней доски $k=2$.

Необходимое количество гвоздей:

$$n_{1в} = \frac{kD_p}{n[T_1]\cos\alpha};$$

здесь n — число промежутков между стойками, перекрываемых одной доской косой обшивки;

$[T_1]$ — допускаемое усилие на один «срез» гвоздя, определяемое из условия его односрезной работы в направлении косой обшивки.

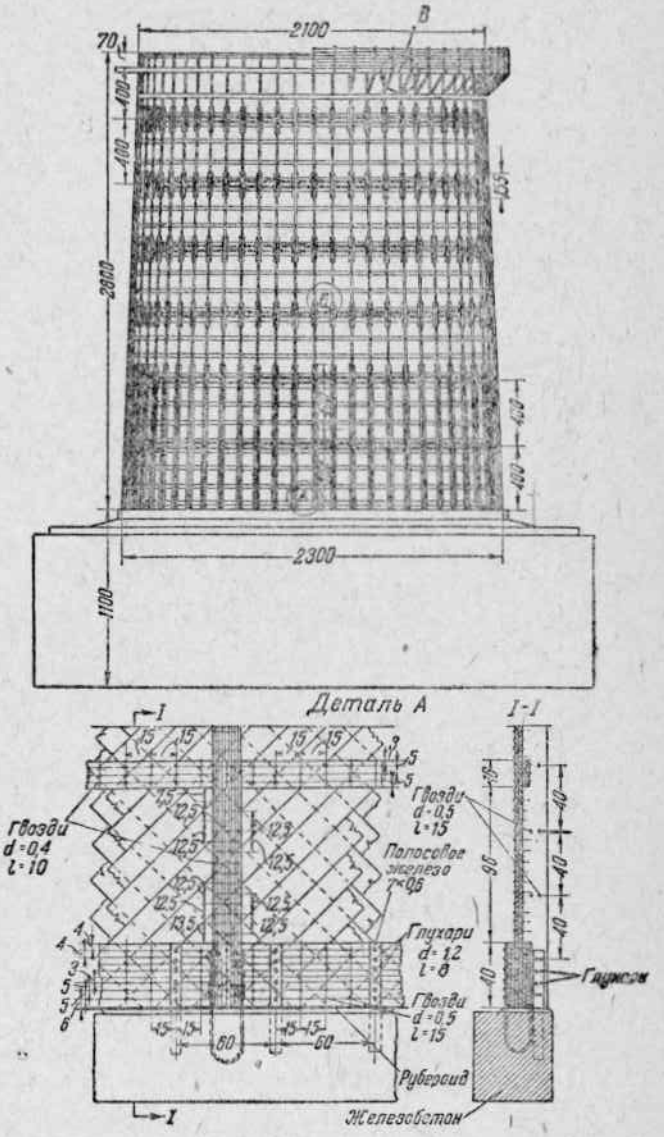


Рис. 416. Башня-градирня $H = 28$ *м*.

Расчет гвоздей, прикрепляющих косую обшивку к диафрагмам, производится по сдвигающей силе $T_д$, возникающей между диафрагмой и косыми настилами. Значение $T_д$ может быть определено по формуле (13—56).

Необходимое количество гвоздей для восприятия силы $T_д$ равно:

$$n_{1в} = \frac{T_д}{[T_1]}.$$

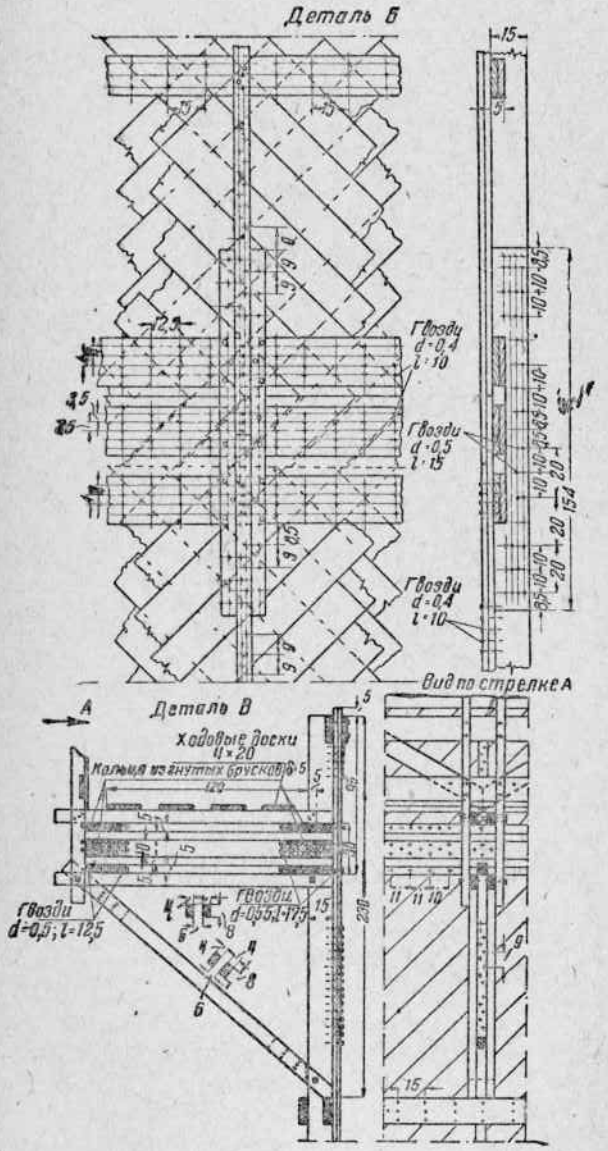
Допускаемое усилие T_1 на один «срез» гвоздя определяется по формулам для односрезных несимметричных сопряжений с перекрестной стенкой.

Расчет гвоздей, прикрепляющих обшивку к верхней и нижней диафрагмам, производится на полное сдвигающее усилие T по аналогичной формуле.

Таким же способом производится расчет гвоздей, забитых по контуру отверстий в косой обшивке башни.

У верхнего и нижнего обрезов башни (а также у проемов) часть досок косой обшивки, расположенных вразбежку, получаются короткими, участвуя лишь в небольшой степени в восприятии сдвигающих усилий.

Поэтому количество гвоздей на единицу длины обреза башни следует увеличить по сравнению с тем случаем, когда все доски косой обшивки участвуют в восприятии касательных усилий. При обычном перекрытии стыков на половине длины доски можно принять увеличение на 50%.



Общий вид и детали

Б. Тонкостенная башня-оболочка (градирня)

На рис. 416 приведен проект ствола градирни, выполненной в виде тонкостенной башни-оболочки высотой $H=28$ *м* при диаметре понизу $D_н=23$ *м* и поверху $D_в=21$ *м*. Основные элементы башни: 1) стойки из досок 6×15 *см* через 1,2 *м* ось от оси по нижнему основанию башни. По высоте башня разбита на 7 секций, при высоте каждой секции $s_0=4{,}00$ *м*. В нижних двух секциях стойки составлены из трех досок, в остальных секциях—из одной доски; 2) кольца из гнутых досок $2{,}5\times16$ *см*; на уровнях стыкования косой обшивки ширина досок колец увеличена до 20 *см*; 3) сплошная перекрестная диагональная обшивка из досок толщиной 2,5 *см*, расположенных под углом 45° к стойкам; 4) верхняя диафрагма в виде жесткой в горизонтальной плоскости кольцевой фермы.

Возведение башни-оболочки обычно выполняется в следующем порядке: сначала возводится нижняя секция башни, затем наращиваются стойки башни, ставятся кольца, производится обшивка башни косыми досками и т. д. В этом случае вся работа по возведению башни ведется с легких подмостей, расположенных по всему контуру башни, как правило, внутри ее.

Возможен и иной способ производства работ. Вся башня по высоте подразделяется на отдельные секции: сначала строится верхняя секция, которая поднимается на высоту одной (нижележащей) секции. Затем под первой секцией возводится вторая. Обе секции поднимаются на высоту третьей секции, после чего подстраивается третья секция и т. д. Таким образом производство работ осуществляется все время на высоте одной секции у поверхности земли.

На рис. 417 показана возведенная градирня в г. Вольске[1].

На основании ряда сравнительных расчетов можно считать, что тонкостенные башни-оболочки (градирни и т. п.) при отношении приведенной толщины оболочки к радиусу башни $\frac{c}{r} \leqslant 0{,}005$ с достаточной для практики точностью можно рассчитывать по безмоментной теории оболочек[2].

Отношение $\frac{c}{r}$ характеризует собой относительную жесткость башни-оболочки по поперечному сечению.

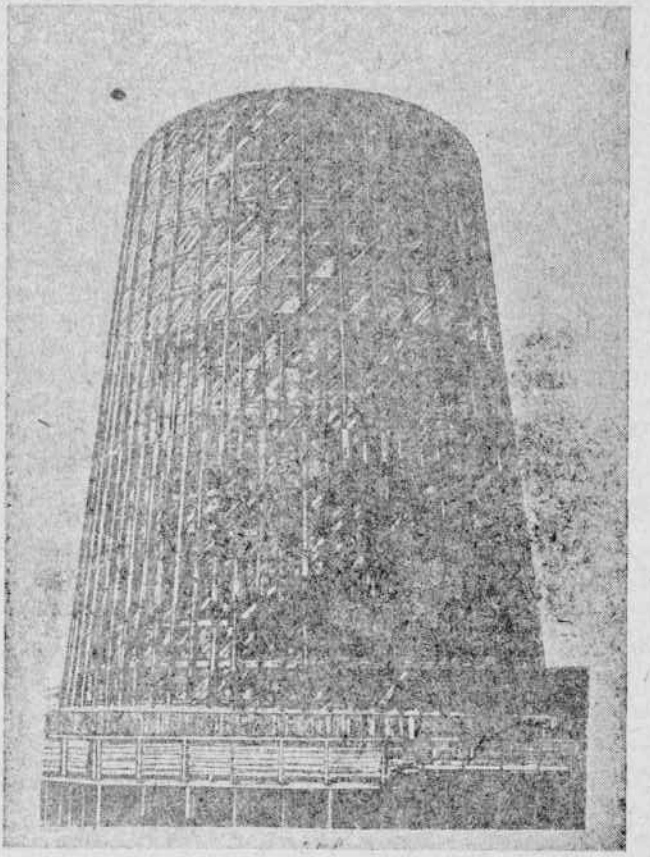


Рис. 417. Градирня в г. Вольске

Так как жесткость башни-оболочки по поперечному сечению создается, главным образом, кольцами, то приведенная толщина c может быть определена по формуле $c = \sqrt[3]{\frac{12 J_k}{s_k}}$.

Здесь J_k — расчетный момент инерции кольца без учета косой обшивки;
s_k — расстояние между кольцами.

В остальных случаях для расчета тонкостенных башен-оболочек следует пользоваться моментной теорией, учитывающей действительную жесткость башни.

---

[1] Проект «Котлотурбины». Авторы инженеры Петрик С. А. и Шубин А. А.
[2] См. [3], [146].

ГЛАВА II

МАЧТЫ НА ОТТЯЖКАХ

§ 57. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

Работа на сжатие и изгиб деревянного стержня, расчаленного тонкими стальными растянутыми тросами, дает возможность оптимально использовать механические свойства каждого из названных материалов.

Области и формы применения деревянных мачт на оттяжках весьма многообразны. Наиболее характерно использование их в радиовещательном строительстве, поэтому в курсе рассмотрена только эта форма конструктивного решения сравнительно гибких деревянных мачт с многоярусной постановкой расчалок. Приложение рассмотренных методов конструирования и расчета к другим и, в частности, к одноярусным решениям мачт на оттяжках не представит затруднений.

Деревянные бревенчатые мачты на оттяжках получили в СССР весьма широкое распространение для подвески антенн радиостанций. Успеху этих конструкций содействовало наличие в Союзе первоклассного строевого леса, обеспечивающего возможность получения прямолинейных бревен длиной более 12 *м* и диаметром от 22 до 36 *см* в деле.

Практика проектирования и строительства бревенчатых мачт выявила следующие нормальные пределы их применения.

Однобревенчатые мачты применяются высотой до 55—65 *м*, трехбревенчатые—высотой от 45 до 75—90 *м* и четырехбревенчатые—высотой от 75 до 150 *м*. Верхний предел высоты четырехбревенчатых мачт, как показывает проектирование, лежит на границе 180 *м*.

Были попытки проектирования шестибревенчатых мачт высотой до 250 *м*, но на практике такие мачты не применялись.

Чем выше мачта, тем более высокие требования предъявляются к сортности леса с соответствующим повышением допускаемых напряжений.

Требования эти регулируются специальным стандартом (ОСТ 7835 Наркомсвязи), устанавливающим также ряд других нормативов, соблюдаемых при проектировании и строительстве бревенчатых радиомачт.

Типовыми признаются следующие высоты мачт: 25, 30, 35, 40, 45, 55, 65, 75, 100, 125 и 150 *м*.

§ 58. КОНСТРУКЦИЯ КУСТОВЫХ МАЧТ

Кустовая мачта является составным стержнем на прокладках (шпонках). Прокладки трехбревенчатых кустовых мачт обычно делаются из коротышей большого диаметра, причем каждая прокладка врезается во все три бревна, составляющие мачту (рис. 418, *а*). Направление волокон прокладок вертикальное. С каждой из ветвей мачты прокладка соединена одним или двумя болтами.

В четырехбревенчатых мачтах прокладки располагаются либо волокнами вдоль мачты (рис. 418, *б*), либо волокнами поперек мачты. Первый из этих способов предпочтительнее, так как при этом парализуется вредное влияние усушки и разбухания прокладок на плотность соединения торцов прокладок с мачтой.

Для уменьшения ослабления ветвей мачты прокладки по типу рис. 418, *б* располагаются попарно в сдвинутом положении.

Крепление каждой прокладки двумя болтами предпочтительнее, чем одним. Это уменьшает ослабление сечения мачты и повышает устойчивость прокладок.

Отношение длины l прокладок (рис. 418, *б*) к их ширине b во избежание перекоса при работе на сдвиг должно быть не менее 1,5. Желательно повышать это отношение до 2,0.

Строгая прямолинейность мачты и нормальные условия ее работы обеспечиваются не только точной врезкой прокладок, но в большой мере также постоянным натяжением болтов прокладок в процессе эксплоатации мачты.

Весьма важной и ответственной деталью мачт является крепление к ним оттяжек. Простое и надежное крепление, применяемое в мачтах средней высоты, показано на рис. 419, *а*. Для высоких мачт с продольными прокладками (рис. 418, *б*) можно рекомендовать крепление, показанное на рис. 419, *б*.

Для соединения через стальной палец с мачтой концы оттяжек заплетаются специальной оплеткой в виде петли вокруг так называемых «коушей»—грушевидных вкладышей, изготовленных из полосовой стали толщиной 2,5—3 *мм* (рис. 420,*а*).

Крепление оттяжек к анкерам для возможности их подтягивания осуществляется при помощи болтовых сжимов (рис. 420, *б*) и винтовых стяжек (рис. 421).

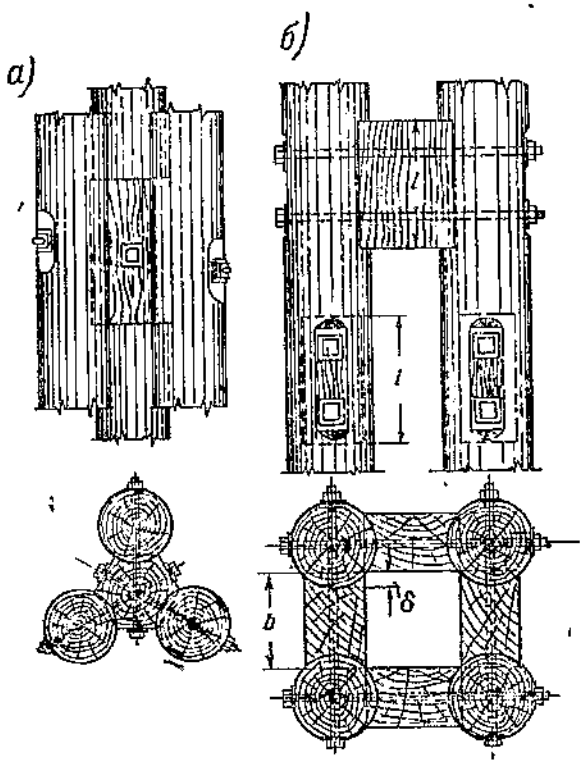


Рис. 418. Крепление прокладок трехбревенчатых четырехбревенчатых мачт

Стыки бревен мачты осуществляются обычно косым прирубом (рис. 422). Скошенность прируба обеспечивает сравнительно малую степень ослабления сечения каждой отдельной ветви, т. е. каждого бревна в работе на изгиб в решающих сечениях *I—I*; при этом, однако, скошенность не должна быть чрезмерной, иначе обмятие опорных торцовых площадок может привести к снижению жесткости и устойчивости всего куста в целом.

Для восприятия возможных в ветвях небольших растягивающих усилий, а также, что весьма существенно в производственном отношении, для уплотнения стыков при предварительной сборке мачты на земле, когда в лежачем положении производится прирезка всех прокладок, делается замок на дубовых клиньях (рис. 422). Стык обжимается тремя-четырьмя бугелями из полосовой стали толщиной 12—16 *мм*.

По высоте мачты стыки располагаются обычно примерно через 3 *м* вразбежку (по винтовой линии).

Расстояние между осями бревен мачты назначается либо постоянным по всей ее высоте, либо переменным. В последнем случае, с целью унификации

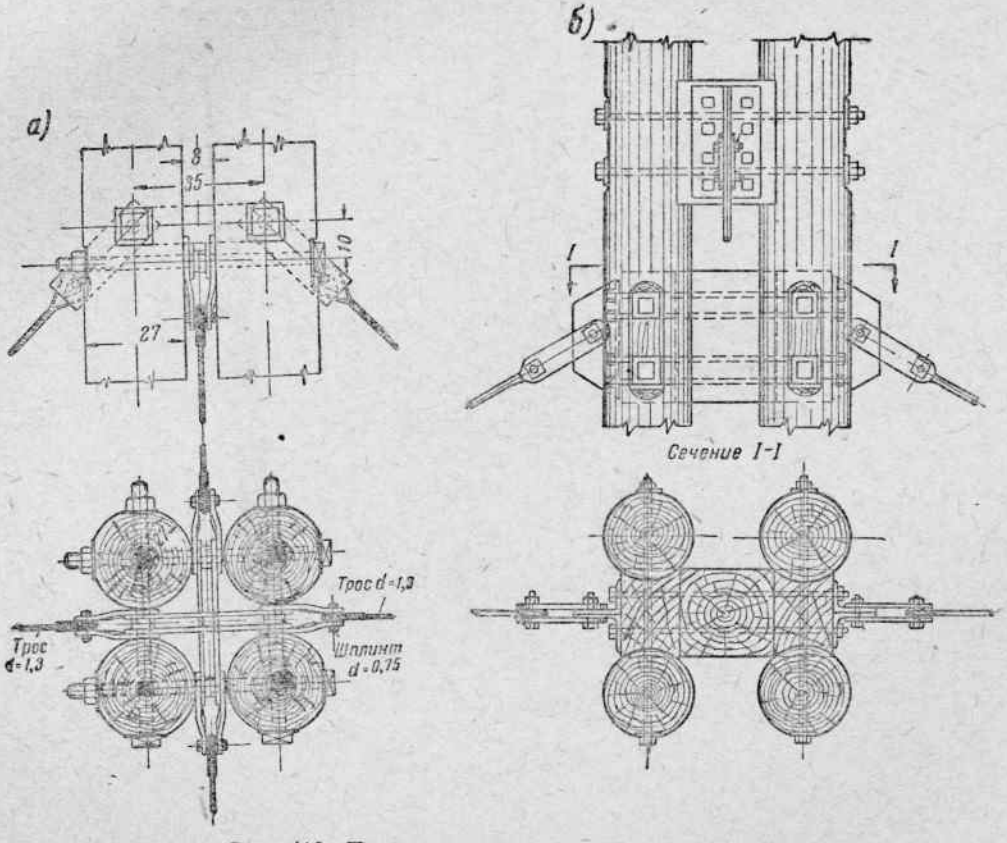


Рис. 419. Примеры крепления оттяжек к мачтам

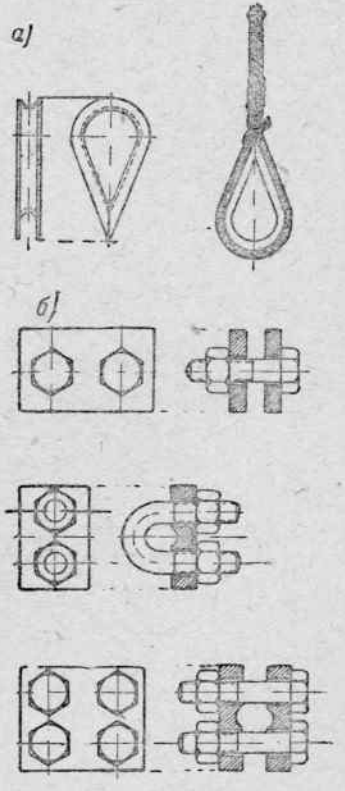


Рис. 420. Крепление тросов на «коушах» и болтовые зажимы

размеров прокладок, расстояние a между осями бревен целесообразно назначать равным:

$$a = d + b - 2\delta,$$

где d—диаметр бревен, меняющийся по высоте в соответствии с расчетом;

b—ширина прокладок (рис. 418, *б*);

δ—глубина врезки прокладок в бревна, назначаемая равной 3—4 *см* и постоянной по высоте мачты.

Мачта разделяется на пролеты в соответствии с расчетом. Обычно длина верхних пролетов доходит до 20—25 *м*, длина нижних составляет 10—15 *м*.

Фундамент мачты обычно делается из бетона. Опирание мачты на фундамент должно быть решено таким образом, чтобы торцы бревен не увлажнялись почвенной сыростью и хорошо проветривались.

Анкеры для крепления оттяжек обычно располагаются на расстоянии от мачты, равном примерно половине ее высоты.

При высоких мачтах выгоднее устраивать две системы анкеров, располагая одну систему анкеров на расстоянии около 0,7 от высоты мачты и вторую на расстоянии около 0,3 от ее высоты.

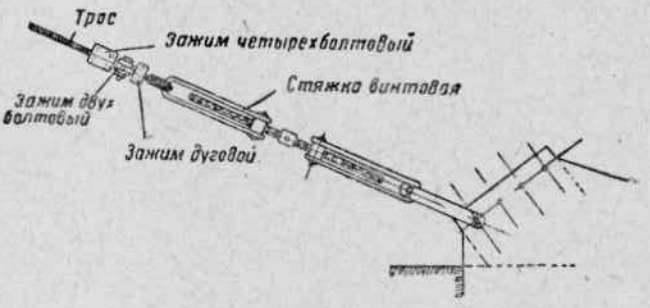


Рис. 421. Крепление оттяжек к анкеру

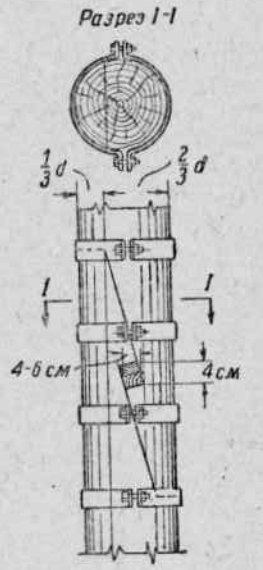


Рис. 422. Типовой стык бревна мачты

Существует несколько типов анкеров для крепления оттяжек.

Первый тип—массивный анкер делается обычно из бетона и снабжается клепаной или сварной конструкцией, передающей усилия оттяжек низу анкера при помощи рамы и распределительных ригелей из двутавров, рельсов или швеллеров.

Более рациональна конструкция «утюгообразного» железобетонного анкера[1], в котором основная масса бетона заменяется грунтом.

Анкер этого типа состоит из заложенной на глубине до 2 *м* горизонтальной плиты прямоугольной формы, воспринимающей нагрузку от вышележащей земли при выдергивании анкера, из лобовой упорной вертикальной стенки прямоугольной или же треугольной (расширяющейся книзу) формы и из вертикального ребра, содержащего веерообразные распределительные тяги из круглой стали, передающей нижней плите усилия оттяжек мачты. Размеры анкера подбираются таким образом, чтобы равнодействующая усилий в оттяжках проходила, примерно, через точку пересечения горизонтальной силы сопротивления сдвигу анкера (отпор земли плюс трение по подошве) с вертикальной силой сопротивления выдергиванию (вес земли плюс вес самого анкера). При соблюдении этого условия анкер получается наиболее экономичным. Составные элементы анкера армируются по правилам армирования железобетонных конструкций в соответствии с характером их работы. Коэфициенты запаса в анкерах на выдергивание из земли и сдвиг должны быть не менее 1,5.

[1] Предложен инж. В. Г. Писчиковым, см. стр. 695—696 [3].

§ 59. РАСЧЕТ МАЧТ

А. Основные положения

Сложность расчета мачт заключается, в первую очередь, в том, что усилия в оттяжках являются функцией их деформации и растут непропорционально нагрузке (более замедленно). Обычно расчет ведут по стадии расчетной нагрузки, используя при этом полностью нормальные допускаемые напряжения. Тем самым обеспечивается некоторый дополнительный запас прочности как в самих оттяжках, так и в мачте сравнительно с расчетом по стадии разрушения.

В соответствии с требованиями современных Н и ТУ сама мачта должна рассчитываться как сжато-изогнутый стержень с учетом или же без учета перемещения узлов (опор). Учитывая, что современные Н и ТУ базируются на расчете по стадии разрушающей нагрузки, было бы логично определять усилия в оттяжках, также исходя из тех же предпосылок, и тем самым получить некоторое облегчение мачты.

Однако необходимо иметь в виду, что при расчете по стадии разрушающей нагрузки мы должны все элементы мачты рассчитывать в полном соответствии с характером их работы и учитывать также действующие на мачту нагрузки в полном соответствии с действительностью. Иначе может случиться, что одностороннее «уточнение» расчета даст в итоге недостаточно надежную конструкцию, в то время как отвергаемый «неточный» метод расчета, содержащий в себе ряд взаимно компенсирующихся неточностей, окажется более соответствующим действительности и будет лучше обеспечивать сооружению и его частям размеры, удовлетворяющие предъявляемым требованиям нормальной надежности.

Работа кустовой мачты, имеющей стыки ветвей, на совместное действие изгиба и сжатия теоретически и экспериментально еще не вполне изучена, поэтому должен быть учтен опыт проектирования и работы осуществленных мачт. Резкое облегчение мачт, базирующееся только на теоретическом уточнении расчета или на облегчении норм, было бы рискованным, тем более что и действующие нагрузки (ветер и гололед) еще недостаточно исследованы.

Основными временными нагрузками, действующими на мачту, являются нагрузки от ветра и гололеда. Для учета ветровой нагрузки ОСТ 7835 Наркомсвязи дает карту распределения по территории СССР ветровых нагрузок, значительно отличающуюся от существующих основных норм ветровой нагрузки ОСТ ВКС.

Для большинства случаев расчетная ветровая нагрузка по ОСТ 7835 оказывается значительно превосходящей нагрузку по ОСТ ВКС. Это является следствием того, что для радиомачт, для которых ветровая нагрузка составляет основную, нагрузку ОСТ ВКС дает недостаточную интенсивность расчетной ветровой нагрузки.

Расчетная нагрузка от гололеда принимается по ОСТ 7835 в соответствии со специальной картой распространения этой нагрузки, учитывающей возможность нарастания ледяной корки толщиной от 0,8 до 2,5 *см* на антенне, оттяжках и мачте.

Комбинации расчетных нагрузок по тому же ОСТ 7835 принимаются следующие:

а) ветер нормативной интенсивности при наличии поднятой антенны;

б) гололед нормативной интенсивности при наличии поднятой антенны и ветра, имеющего скоростной напор 30 *кг/м*^{2}.

При определении нагрузок от ветра коэфициент обтекания для кустовых мачт и тросов принимается равным 1,2; для однобревенчатых мачт—0,8 (коэфициентом обтекания называется коэфициент, на который умножается скоростной напор для получения ветровой нагрузки на единицу площади диаметрального сечения элемента, перпендикулярного к направлению ветра).

При действии ветра под углом α к направлению троса, меньшим 90°, уменьшение ветровой нагрузки на трос принимается по закону $\sin \alpha$.

Уточненный расчет мачты производится после того, как предварительными подсчетами будут определены основные ее размеры.

Б. Расчет оттяжек

При расчете оттяжек нужно иметь в виду, что современные радиостанции требуют разделения оттяжек изоляторами на более короткие участки. Для длинноволновых радиостанций длина этих участков не должна провосходить $^1/_7$ от длины волны, для коротковолновых радиостанций—соответственно $^1/_4$ длины волны. Во всех случаях требуется установка по концам оттяжек по одному изолятору, причем верхний из них должен быть расположен не ближе 5 *м* от мачты, а нижний—не ближе 3,5 *м* от поверхности земли.

Оттяжки мачт осуществляются из стальных витых тросов с временным сопротивлением разрыву не менее 140 *кг/мм*^{2}. Коэфициент запаса в тросах принимается не менее 2,5.

Зависимость между нагрузкой и усилиями в оттяжках выражается в общем случае уравнением третьей степени, чрезвычайно сложно решаемым в радикалах. Поэтому при расчетах употребляются специальные методы: либо графоаналитический метод, весьма громоздкий и трудоемкий, либо метод последовательного приближения[1], значительно менее трудоемкий и весьма быстро дающий исчерпывающе точное решение задачи.

В. Расчет ствола мачты

Расчет конструкции ствола мачты производится после того, как определены усилия в оттяжках и найдены составляющие этих усилий, действующие по направлению ствола мачты.

По характеру работы ствол мачты является сжато-изогнутым составным стержнем на податливых (упругих) опорах. Учитывая, однако, наличие сравнительно слабых растянутых стыков кустовых мачт, не следует пытаться вести их расчет как неразрезных стержней на податливых опорах. Подобный расчет

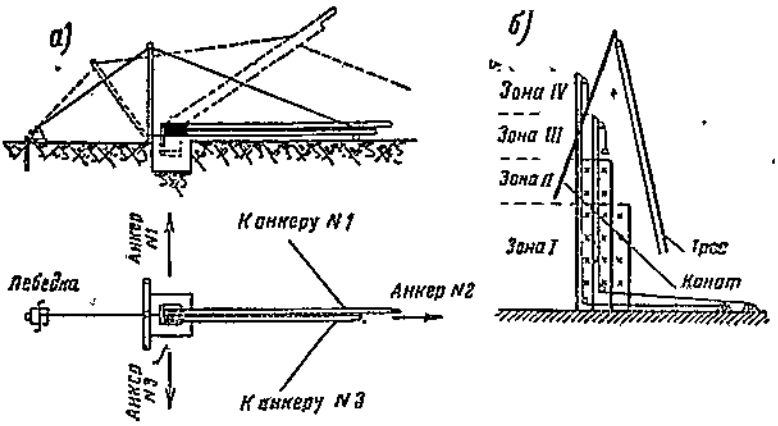


Рис. 423. Схема сборки мачты

мог бы иметь смысл только применительно к жестким металлическим решетчатым мачтам или же к жестким деревянным (трубчатым) мачтам, описанным ниже.

При проектировании кустовых мачт следует довольствоваться упрощенным расчетом в предположении шарнирности мачты в местах крепления оттяжек. Это предположение принимается как при расчете оттяжек, так и при расчете ствола мачты. Оно дает простейшую возможность определить ветровую нагрузку, передающуюся в каждый узел мачты смежными пролетами сверху и снизу, и позволяет легко произвести расчет самих пролетов мачты как сжато-изогнутых стержней с шарнирным опиранием концов в соответствии с новыми Н и ТУ.

Весьма важным является вопрос расчета болтового соединения, связывающего ветви мачты с прокладками. Обычно эти болты рассчитываются на усилие

[1] Метод разработан инж. В. Г. Писчиковым— см. стр. 682—689 [3].

затяжки, обеспечивающее необходимую против сдвига прокладок силу трения, принимая коэфициент трения равным 0,3 и коэфициент запаса 1,5.

При расчете мачт по новым Н и ТУ, учитывающим полностью возрастание сдвигающих сил при деформации мачты, необходимо кроме сил трения учитывать также работу соединения как шпоночного. При этом преимущества продольного расположения прокладок мачты становятся особо очевидными.

Необходимо также при расчете произвести поверку стыков ветвей мачты на растяжение, имея в виду (в соответствии с Н и ТУ) возрастание растягивающего усилия в стыках вследствие деформации пролетов мачты. Особенно трудными в этом отношении являются верхние пролеты мачт, где сжимающая сила сравнительно невелика.

Расчет остальных деталей мачт не представляет каких-либо особенностей и производится по общим правилам.

§ 60. СБОРКА И УСТАНОВКА МАЧТ

Благодаря наличию винтового (вразбежку) расположения стыков сборка кустовых мачт на месте методом последовательного наращивания не представляет особенных трудностей.

Предварительно производится полная сборка всей мачты на земле (на подкладках) из тщательно обтесанных и остроганных согласно проекту сосновых бревен. После этого целиком собранный нижний куст мачты, состоящий из 5—6 бревен, поднимается при помощи «стрелы»[1] (рис. 423, *а*).

При подъеме первого куста трех- или четырехбревенчатой мачты на концах двух более высоких бревен поднимаются прикрепленные заранее блоки с перекинутыми через них тросами (рис. 423, *б*), служащими для подъема бревен и мачтовика. После подъема очередного бревна ставятся на место прокладки и болты, крепящие это бревно к мачте.

Для обеспечения нормального (десятилетнего) срока службы мачты до сего времени обычно применялось покрытие ее при изготовлении и после установки за 2—3 раза горячей олифой, реже—окраска масляной краской.

Рекомендуется производить полную пропитку маслянистым антисептиком по способу горяче-холодной ванны всех частей мачты после ее изготовления на земле и разборки перед монтажем.

Во всяком случае целесообразна тщательная 3—4-кратная обмазка горячим креозотовым маслом всех стыковых сопряжений, врезок для шпонок, мест крепления металлических частей и самих шпонок.

Во избежание сильного намокания продольных прокладок верхние их торцы в собранных мачтах полезно покрывать слоем тугоплавкого гудрона.

§ 61. ЭКСПЛОАТАЦИЯ МАЧТ

Деревянные кустовые мачты требуют весьма тщательного ухода, особенно в первое время после возведения, когда необходимо не реже одного раза в месяц подтягивать все поставленные болты. Несоблюдение этого правила, как показывает опыт, неизбежно приводит к значительным искривлениям мачты, чрезвычайно трудно устранимым или же совершенно неустранимым впоследствии.

Не менее важно проверять периодически вертикальность и прямолинейность мачты при помощи теодолита, а также правильность стрелы провеса оттяжек[2].

§ 62. НОВЕЙШИЕ КОНСТРУКЦИИ МАЧТ

А. Введение

Хотя положительные качества деревянных кустовых мачт на оттяжках обеспечили им в условиях СССР широкое распространение, однако их отрицательные качества: недолговечность, ограниченность высоты и необходимость

[1] См. стр. 696 [3].
[2] См. стр. 698 [3].

тщательного ухода при эксплоатации заставили техническую мысль конструкторов работать над дальнейшим усовершенствованием конструкции мачт при использовании новейших соединительных средств и производственных методов. Инициативное проектирование [1] показало полную возможность решения деревянной конструкции мачт высотой 230 *м* и выше. Современное состояние техники производства деревянных конструкций делает задачу постройки таких мачт вполне реальной.

Основной характеристикой новой конструкции мачт является их трубчатое сечение.

Трубчатое круговое сечение имеет следующие важные преимущества перед употребляемыми в настоящее время сечениями кустовых и решетчатых мачт:

1) возможность наиболее легкими и надежными способами защитить древесину мачты от намокания и гниения (подробнее об этом ниже);

2) лучшая обтекаемость в отношении ветровой нагрузки сравнительно с другими сечениями одинаковой мощности;

3) выгодность в статическом отношении, обеспечивающая при определенной затрате материала наибольшую прочность и жесткость мачты;

4) возможность наиболее просто и надежно перекрыть стыки сжатых и растянутых элементов мачты;

5) отсутствие необходимости применения длинномерного (12 *м*) весьма дефицитного мачтового леса большого диаметра (свыше 30 *см*) и возможность обойтись обычным лесом стандартной шестиметровой длины.

Из числа проработанных конструкций трубчатых мачт нового типа необходимо отметить мачты из элементов, соединяемых пластинчатыми нагелями Деревягина.

Б. Трубчатые мачты на пластинчатых нагелях

Ствол мачты составляется из брусков (клепок) трапециевидного сечения со стыками вразбежку (рис. 424). Длина клепок принимается равной длине имеющегося леса, но не менее $S = 6$ *м*. Клепки соединяются изнутри мачты пластинками Деревягина и снаружи стягиваются железными бандажами, расположенными по высоте не менее чем через $0{,}5\,S$ попарно; предполагается применение бандажей того же типа, что и в клепочных деревянных трубах.

Пластинки воспринимают сдвигающие усилия, возникающие в мачте от ветровой нагрузки; они же обеспечивают перекрытие растянутых стыков, располагаемых вразбежку.

Для увеличения жесткости кольцевого сечения внутри мачты располагаются через $0{,}5\,S$ по высоте кольцевые диафрагмы, собираемые из косяков на болтах или на дубовых круглых нагелях (рис. 424).

Применение гвоздей и глухарей в деревянных радиомачтах недопустимо ввиду опасности нагрева и обугливания древесины в местах стекания электричества с острия, находящегося в толще древесины.

После усушки мачты необходимо подтянуть бандажи и уплотнить швы между клепками. Для этого у кольцевой диафрагмы, расположенной на одном уровне с парой бандажей, предположено предварительно освободить клинья, с тем чтобы после стягивания бандажа снова равномерно плотно заклинить их.

Крепление к мачте оттяжек осуществляется при помощи металлических сварных бандажей, составляемых из квадрантов и фиксируемых в определенных местах мачты на равном расстоянии от стыков, болтами (рис. 425) или же упором в выступы, образуемые путем утолщения клепок через одну.

В соответствии с кольцевым сечением мачты следует ее железобетонному фундаменту тоже придавать круговое очертание (рис. 426). Мачта соединяется с фундаментом при помощи металлических анкеров, имеющих исключительно монтажное назначение, так как растяжение в этом месте не возникает.

Расчет трубчатой мачты имеет известные особенности. При расчете необходимо учесть не только податливость соединений в швах, но также и наличие стыков клепок.

---

[1] Дипломантов кафедры деревянных конструкций ИСИ им. Куйбышева в Москве.

Работа трубчатого стержня как составного учитывается методами расчета составных элементов на податливых соединениях или же упрощенными приемами, принятыми в современных Н и ТУ. Влияние податливости нагелей оказывается при этом небольшим. Сжатые стыки клепок, осуществляемые простым торцовым упором, можно считать практически неподатливыми и смятие древесины в торцах можно в расчете не учитывать.

При действии ветра в верхних пролетах мачты возникают растягивающие напряжения. Сила N_p, действующая в среднем (по длине) сечении какой-либо клепки (рис. 427), передается нагелями на смежные клепки.

Можно считать, что падение растягивающего напряжения в клепке происходит по линейному закону от

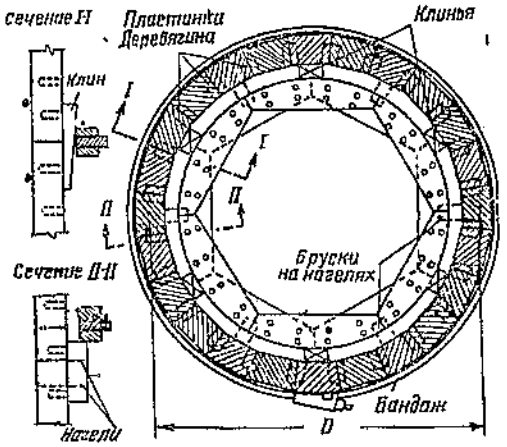


Рис. 424. Поперечное сечение клепочной трубчатой мачты с диафрагмами из косяков на дубовых нагелях

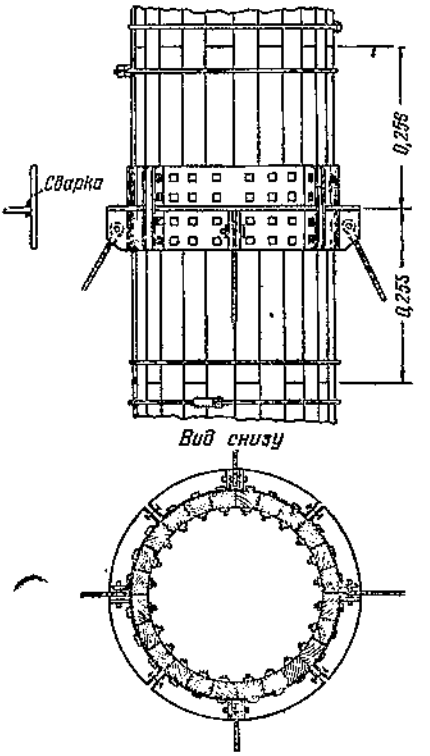


Рис. 425. Крепление оттяжек к трубчатой мачте

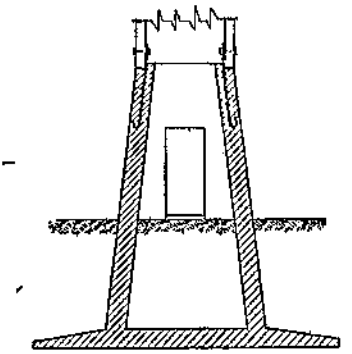


Рис. 426. Железобетонный фундамент трубчатой мачты

максимума в середине ее длины до нуля у стыка. Сравнивая рассматриваемую растянутую зону мачты из клепок со стыками с той же зоной в предположении отсутствия стыков, приходим к заключению, что среднее напряжение в клепке в том и другом случае одинаково. Следовательно, причиной уменьшения жесткости растянутой зоны является исключительно податливость стыков.

Если пластинчатые нагели расположены с шагом в 10 δ, где δ—толщина нагеля, то количество нагелей в стыковом соединении каждой клепки равно $\frac{s}{10\delta}$, где s—полная длина клепки.

Предельное усилие в клепке, определяемое мощностью нагелей, будет равно $N_p = \frac{s}{10\delta} \cdot 40\delta h_1 = 4sh_1$, где h_1—рабочее заглубление нагелей (рис. 427, *б*).

Этому усилию будет соответствовать максимальное напряжение в клепке: $\sigma_{бр} = \frac{4sh_1}{bh}$ и среднее напряжение $\sigma_{ср} = \frac{2sh_1}{bh}$.

Полное удлинение клепок будет равно:

$$\Delta_1 = \frac{s\sigma_{ср}}{E} = \frac{2s^2h_1}{Ebh}. \qquad (1-62)$$

Если сдвиг пластинчатого нагеля при расчетном его загружении равен Δ_2, то коэфициент k_1 уменьшения жесткости растянутой зоны вследствие влияния стыков будет равен:

$$k_1 = \frac{\Delta_1}{\Delta_1 + 2\Delta_2} = \frac{1}{1 + \frac{\Delta_2 Ebh}{s^2h_1}}. \qquad (2-62)$$

Обычная длина клепок $s = 600$ *см*, их ширина $b = 18$ *см*, отношение $\frac{k_1}{h} \approx 0{,}75$. Если принять из осторожности сравнительно высокое значение податливости нагелей $\Delta_2 = 0{,}15$ *см*, то получим $k_1 = 0{,}50$.

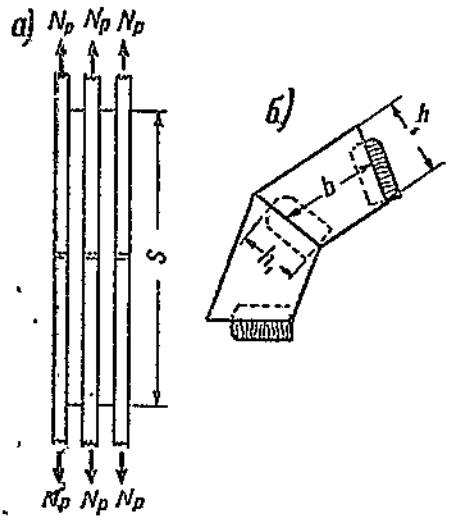


Рис. 427. Схема перекрытия растянутых стыков клепок

Это значит, что в растянутой зоне конструкция мачты обладает примерно вдвое меньшей жесткостью сравнительно со сжатой зоной, считаемой вполне монолитной.

Столь значительное уменьшение жесткости растянутой зоны мачты, оказывающее заметное влияние на ее жесткость в целом, должно быть учтено в расчете, который распадается на расчет устойчивости в плоскости действия ветра и на расчет устойчивости из плоскости его действия.

Под действием ветра мачта работает как неразрезная балка и на ее опорах возникают значительные изгибающие моменты, превосходящие моменты в пролетах.

По схеме работы в плоскости изгиба каждый из пролетов является сжато-изогнутым стержнем с упруго заделанными концами. Вследствие значительной относительной жесткости трубчатой мачты было бы нерационально вести расчет в предположении наличия шарниров в узлах. С другой стороны, задача уточненного учета упругого защемления концов каждого пролета мачты является чрезвычайно сложной и еще не вполне изученной. В этом случае приходится применять приближенный метод расчета, учитывающий состояние равновесия, промежуточное между шарнирным закреплением и полной заделкой концов каждого пролета.

В предположении полной заделки концов обычная формула для расчета сжато-изогнутых стержней принимает следующий уточненный вид[1]:

$$\frac{N}{F_{нт}} + \frac{M}{W_{нт}\xi}(0{,}7 + 0{,}3\xi) \leqslant [\sigma], \qquad (3-62)$$

где, как обычно,

$$\xi = 1 - \frac{\lambda^2}{3100} \cdot \frac{\sigma_c}{[\sigma_c]}.$$

[1] В соответствии с решением задачи, найденным инж. В. Г. Писчиковым.

При определении λ в этом случае свободная длина стержня при продольном изгибе должна считаться равной половине длины пролета, а изгибающий момент M от действия ветра берется в месте заделки стержня $\left(M=\frac{ql^2}{12}\right)$.

При расчете мачт на устойчивость в плоскости действия ветра можно учесть приближенно упругость закрепления концов путем принятия свободной длины при продольном изгибе равной 0,75 от длины пролета. Далее, для упрощения расчета и еще большего увеличения запаса прочности можно пренебречь специальным членом $(0{,}7+0{,}3\xi)$ в формуле (3—62) и принять его, как обычно, равным единице.

Учет наличия стыков удобнее всего решается следующим образом.

Рассматриваемый нами случай совместного действия на стержень продольных и поперечных сил можно заменить случаем эксцентричного действия одних продольных сил. Начальное значение e_0 эксцентриситета определяется по формуле:

$$e_0=\frac{M_0}{N}, \qquad (4-62)$$

где N—сжимающая сила и M_0—расчетный изгибающий момент от поперечной (ветровой) нагрузки в узле.

Вследствие искривления стержня при изгибе эксцентриситет e_0 увеличится и примет значение e.

Это расчетное значение e эксцентриситета и соответствующее ему значение изгибающего момента (с учетом изгиба мачты) найдутся из выражений:

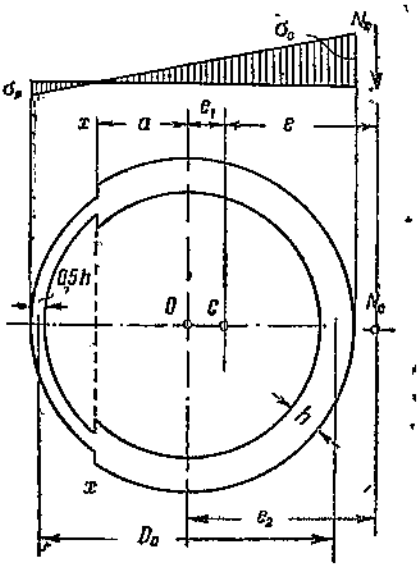


Рис. 428. Рабочее сечение мачты из клепок при эксцентричном сжатии

$$e=\frac{e_0}{\xi}; \quad M_{расч}=N\frac{e_0}{\xi}=\frac{M_0}{\xi},$$

где ξ имеет прежнее значение.

Расчетному значению e эксцентриситета соответствует в сечении мачты определенное положение x—x нулевой линии, разделяющей сечение на зоны положительных и отрицательных напряжений (рис. 428).

Определение положения нулевой линии удобнее делать путем обратного построения, при котором задаются рядом положений нулевой линии и находят соответствующие значения эксцентриситета e, момента инерции J, момента сопротивления W и площади F сечения мачты.

Такие подсчеты были сделаны[1] в предположении уменьшения жесткости растянутой зоны мачты, в соответствии с приведенным выше исследованием, на 50%.

Результаты подсчетов представлены в табл. 22, где a—расстояние нулевой линии от геометрического центра сечения мачты, D_0—средний диаметр сечения мачты (рис. 424), J_m, W_m, F_m—момент инерции, момент сопротивления и площадь сечения мачты в предположении отсутствия стыков клепок (в предположении полной монолитности всего сечения):

Таблица 22

$\frac{a}{D_0}$	$\frac{F}{F_m}$	$\frac{J}{J_m}$	$\frac{W}{W_m}$	$\frac{e}{D_0}$
0,5	1	1	1	0,228
0,3	0,82	0,71	0,85	0,287
0,2	0,79	0,70	0,85	0,374
0,1	0,77	0,69	0,85	0,552
0	0,75	0,69	0,85	1,080

[1] Дипломантом ИСИ им. Куйбышева т. Ашенкампфом под руководством доц. В. Г. Писчикова.

Рассматривая табл. 22, охватывающую все возможные случаи, приходим к следующему заключению.

При расчете трубчатых клепочных мачт на устойчивость в плоскости действия ветра учет растянутых стыков можно производить приближенно путем уменьшения полной площади $F_{пт}$ сечения мачты на 25%, уменьшения момента сопротивления $W_{пт}$ полного сечения мачты на 15% и увеличения расчетной гибкости λ (определяемой, как указано выше, по свободной длине 0,75 от пролета) на 20%. При этом ослабления клепок врезкой нагелей должны учитываться в полной мере.

Расчет мачт на продольный изгиб из плоскости действия ветра по Н и ТУ разрешается производить без учета влияния момента. Для одного-двух верхних ярусов клепочных мачт, учитывая наибольшее влияние в них стыков, следует рекомендовать увеличение расчетной гибкости примерно на 10%. При таком расчете свободная длина принимается равной длине пролета.

Расчет, вернее поверка, прочности пластинчатых нагелей в клепочных мачтах производится на общих основаниях. Практически нагели следует ставить нормальным шагом 9—10 δ, не допуская более редкой расстановки даже в тех случаях, где по расчету требуется меньшее количество нагелей.

Сборка клепочных мачт не должна представить особенных трудностей. Постоянство наружного диаметра мачты и стыкование клепок вразбежку облегчают применение наружных и внутренних подъемных площадок той или иной конструкции, пользуясь которыми легко производить все необходимые манипуляции по постановке на место клепок, бандажей, диафрагм, электродолбежке гнезд и постановке пластинчатых нагелей.

Весьма важным является обеспечение долговечности клепочных мачт. Цель эта может быть достигнута наиболее просто путем креозотирования внутренних поверхностей клепок, антисептирования нагелей и применения для защиты мачт от атмосферного увлажнения прочного покрытия алюминиевой краской.

Хорошая вентиляция древесины клепочной мачты, не содержащей массивных сечений, через внутреннюю полость трубы гарантирует ее незагниваемость даже при указанных облегченных методах защиты от гниения.

Клепочная мачта в целом является простой, рациональной и надежной конструкцией, применение которой—дело ближайшего будущего.

Сметная стоимость клепочной мачты высотой 230 *м* с фундаментом, анкерами и тросами (без кровельной защиты) оказалась почти вдвое ниже стоимости аналогичной стальной мачты. Сметная стоимость 1 *пог. м* клепочной мачты высотой 230 *м* оказалась ниже стоимости 1 *пог. м* нормальной четырехбревенчатой мачты высотой 150 *м*.

Это дает основание ожидать, что клепочные мачты выявят перед четырехбревенчатыми не только технические, но и экономические преимущества также при высотах 150 и 100 *м*.

Единственное возражение, которое может возникнуть при проектировании клепочных мачт, заключается в том, что пластинчатые нагели не испытаны еще в работе на знакопеременную нагрузку и поэтому согласно Н и ТУ не допускаются к применению при такой работе.

По существу это опасение является преувеличенным: нагели должны применяться влажностью не более 8% (пересушенные); такие нагели после плотной постановки на место под влиянием атмосферной влажности несколько разбухнут и обеспечат еще большую плотность сопряжений. Помимо этого, нет никаких оснований ожидать, что тонкие пластинчатые нагели при знакопеременной нагрузке будут работать хуже, чем толстые круглые дубовые нагели, которые для этого рода работы допускаются без всяких оговорок.

ГЛАВА III

МОСТЫ И ЭСТАКАДЫ

§ 63. ОБЩИЕ ДАННЫЕ

А. Особенности работы Д. К. в мостах и эстакадах

Основной особенностью работы Д. К. в мостах и эстакадах является наличие подвижной временной нагрузки.

Эта нагрузка имеет преобладающее значение, особенно в железнодорожных и автодорожных мостах малых пролетов.

Следствием такого характера нагрузки являются:

1) динамическое воздействие нагрузки (особенно сильно сказывающееся при небольших пролетах мостов); в расчете динамическое воздей-

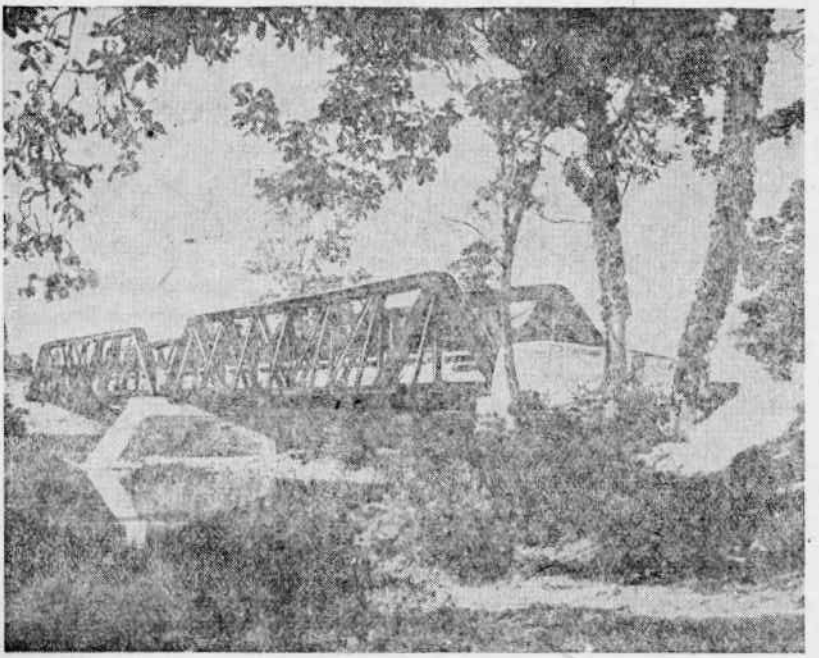


Рис. 429. Деревянный мост под автогужевую дорогу

ствие на Д. К., как известно, не учитывается, но при конструировании сопряжений оно должно быть обязательно учтено;

2) знакопеременность работы многих элементов конструкции и необходимость поэтому применения плотных сопряжений для обеспечения плавного, без ударов, включения в работу элементов при переменах знака усилия (в отдельных случаях такая плотность может быть достигнута путем начального натяжения конструкции);

3) кратковременность действия полных расчетных усилий и в связи с этим меньшая опасность пластических деформаций, особенно в мостах малых и средних пролетов.

Отсюда возникает возможность применения в мостах сопряжений с использованием упругих свойств дерева поперек волокон[1] без опасения получить при этом чрезмерные пластические деформации.

Примером хорошего соответствия конструкции моста всем отмеченным выше особенностям может служить ферма Гау, при условии обеспечения начальной

[1] Эффективно используемых в ж.-д. шпалах, фундаментах под машины ударного действия и т. п.

плотности сопряжений при помощи предварительного натяжения металлических тяжей.

Возможность использования упругой работы дерева поперек волокон обусловливается систематическим надзором и уходом за конструкциями мостового типа.

Отмеченные особенности этих сооружений, существенно отличающие их от конструкций покрытий, должны учитываться при проектировании мостов и эстакад.

Б. Основные элементы моста

Каждый мост состоит из пролетного строения и опор, которые могут быть деревянными и каменными (рис. 429).

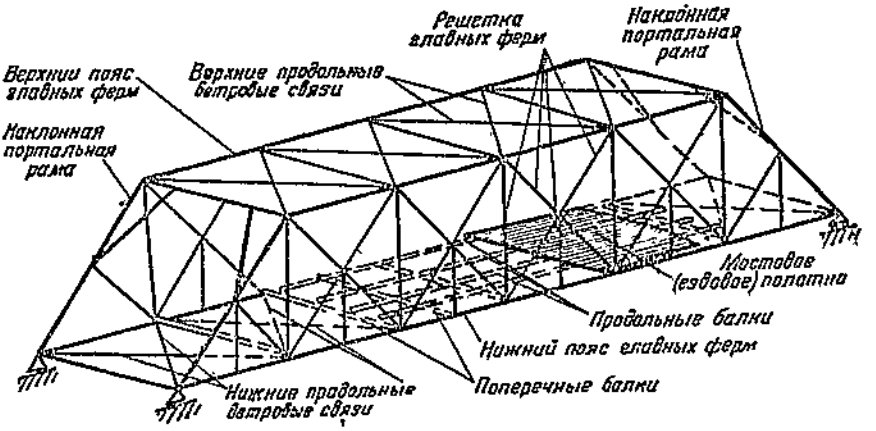


Рис. 430. Схема пролетного строения с ездой понизу

Пролетное строение моста состоит из отдельных частей, носящих особые названия (рис. 430 и 431).

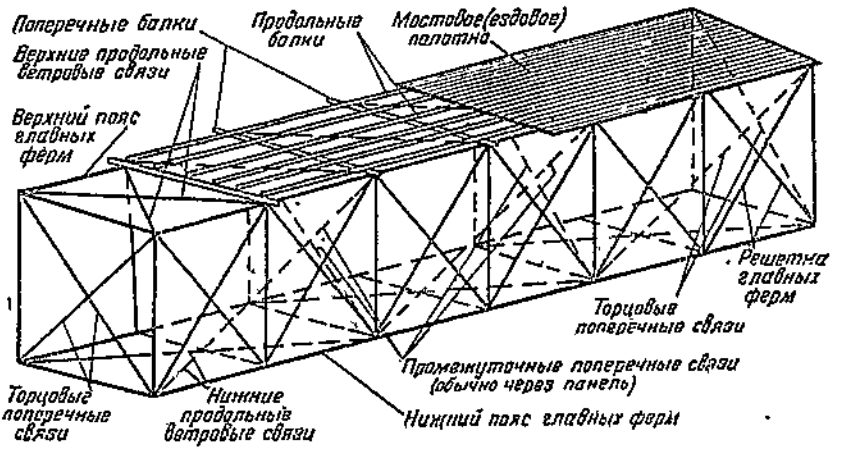


Рис. 431. Схема пролетного строения с ездой поверху

Мостовое полотно вместе с системой продольных и поперечных балок образует конструкцию проезжей части. В зависимости от расположения последней различаются мосты: с ездой понизу (рис. 430), поверху (рис. 431) и посредине (см. ниже рис. 457).

Пространственная неизменяемость пролетного строения, а также передача опорам горизонтальных нагрузок (давления ветра, тормозных усилий, горизонтальных толчков, вызванных проходящей по мосту нагрузкой и т. д.) обеспечивается устройством продольных и поперечных связей.

В. Основные нормативные указания для проектирования

1. Генеральные размеры моста и габариты

Проектирование мостов производится:

а) автогужевых—в соответствии с «Техническими условиями на сооружение автомобильных дорог и мостов» (см. [149]);

б) железнодорожных—в соответствии с «Техническими условиями проектирования мостов и труб под железную дорогу нормальной колеи» (см. [150]);

в) мостов на *построечных и промышленных* подъездных ж.-д. путях—согласно специальным техническим условиям (см. [151], [152]).

Подмостовые габариты устанавливаются согласно $\frac{\text{ОСТ}}{\text{ВКС}}$ 6432 [153]; на железных дорогах габариты мостов, кроме того, определяются $\frac{\text{ОСТ}}{\text{ВКС}}$ 6435 [154].

В период войны Наркомстроем, НКПС и другими ведомствами утвержден ряд указаний и инструкций по проектированию и строительству автогужевых и железных дорог в условиях военного времени[1].

Разность между отметками мостового полотна и низшей точки пролетного строения в одном и том же поперечном сечении моста называется *строительной высотой* (см. ниже рис. 444, 450).

При пересечении рек с невысокими берегами, в путепроводах на ровной местности и других подобных условиях,—всякое повышение отметки ездового полотна влечет за собой увеличение высоты моста и объема работ по устройству подходов к мосту, а следовательно, и стоимости всего мостового перехода.

В этих случаях необходимо стремиться к *минимальной* возможной *строительной* высоте. Величина последней является решающим фактором при выборе системы пролетного строения и расположения езды; фермы в этом случае обычно устраивают с ездой понизу (или посредине).

В мостах через реки с холмистыми берегами, в путепроводах над дорогой, проходящей в глубокой выемке, и т. п. возможная строительная высота оказывается *больше* необходимой высоты системы, выбираемой на основании общих соображений (экономических и пр.). Это позволяет осуществлять мосты с ездой поверху, дающие всегда наиболее выгодное решение.

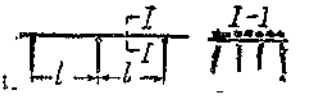
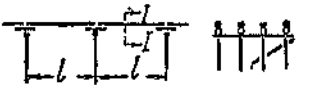
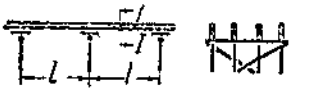
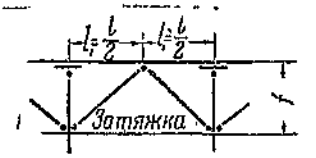
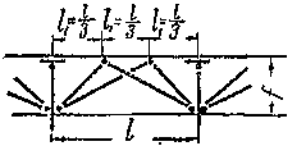
Езда поверху позволяет: а) разместить в пролетном строении любое наивыгоднейшее число ферм; б) с удобством связать фермы прочными поперечными связями; в) сблизить фермы до наименьшего предела, определяемого заданной шириной проезда и условиями устойчивости пролетного строения (на опрокидывание), в связи с чем уменьшается вес поперечной конструкции и уменьшаются ширина и стоимость опор.

В *деревянных* мостах езда поверху имеет еще одно весьма существенное достоинство: при надлежащей конструкции ездового полотна—дает возможность защитить все несущие части пролетного строения от непосредственного увлажнения атмосферными осадками и тем самым от загнивания по этой причине (см. ниже).

Генеральные размеры различных систем мостов даны в табл. 23.

Расчетный пролет мостовых ферм (см., например, рис. 450) приближенно можно принимать $l = 1{,}04\ l_0 - 1{,}06 l_0$, где l_0—пролет в свету. Расстояние между осями крайних балочных ферм деревянных мостов должно быть, как правило, $b \geqslant \frac{1}{12} l$.

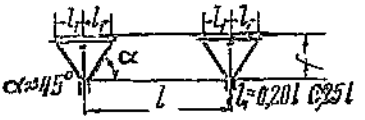
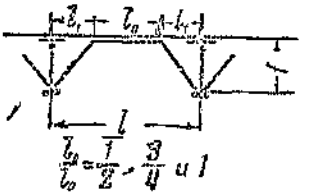
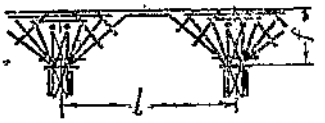
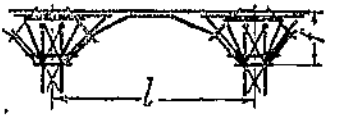
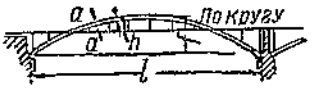
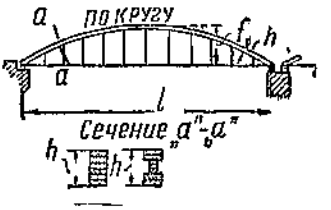
[1] См. [156], [157], [158].

№ п/п	Название и краткая характеристика системы	Схема	Области применения
1	2	3	4
1	**I. Балочные мосты** из бревен и брусьев на деревянных опорах:		Ж.-д мосты—при высоте до 4—5 *м*; автогужевые—при высота до 8—10 *м*; пешеходные, под галлереи и т. п.
2	а) с одноярусными (схемы 1 и 2) и многоярусными (схема 3) прогонами		
3			
4	б) с составными прогонами		Автогужевые при высоте до 10—12 *м*; пешеходные, под галлереи и т. п.
5	**II. Подкосные системы** из бревен и брусьев на деревянных опорах: а) одноподкосная		Ж.-д. мосты—при высоте 4—9 *м*; автогужевые—при высоте 6—12 *м*
6	б) двухподкосная		Преимущественно ж.-д. мосты

различных систем деревянных мостов

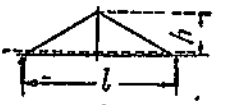
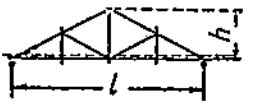
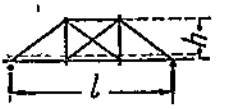
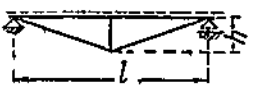
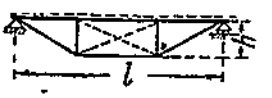
Таблица 23

Расположение езды	Основной тип сопряжений	Генеральные размеры: расчетный пролет l в м	Генеральные размеры: $\frac{h}{l}$	Генеральные размеры: $\frac{f}{l}$	Коэффициент собств. веса $k_{c.в}$	Примечания
5	6	7	8	9	10	11
Поверху	Врубки и болты	⩽3(4)	—	—	—	Применение составных прогонов ограничивается областью преимущественно автогужевых и пешеходных мостов в случаях необходимости перекрытия балочных конструкций больших пролетов при ограниченной строительной высоте H_c
		⩽7(8)	—	—	—	
		⩽8	—	—	—	
Поверху	Призмат. шпонки или колодки, болты и врубки	6—10	—	—	—	
Поверху	Врубки и болты	Ж.-д. 4—6, автогуж. 5—8	—	$\frac{1}{3}$—1	—	
Поверху	Врубки и болты	6—9	—	$\frac{1}{3,5}$—$\frac{1}{1,5}$	—	

№ п/п	Название и краткая характеристика системы	Схема	Область применения
1	2	3	4
7	в) трапецоидально-подкосная		Автогужевые — при высоте 6—15 м; пешеходные, галлереи и т. п.
8	г) ригельно-подкосная		Автогужевые — при высоте 6—15 м; пешеходные, галлереи и т. п.
9	д) трапецоидально-подкосно-ригельная		Автогужевые
10	е) арочно-подкосная (применимы не только деревянные опоры, но и каменные)		Автогужевые
11	**III. Арочные мосты сплошного составного сечения на деревянных и каменных опорах**		Автогужевые и пешеходные; с ездой поизу (схема 13) — при стесненном подмостовом габарите
12			
13			

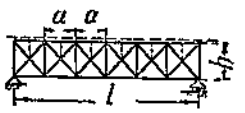
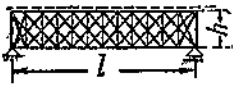
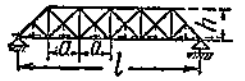
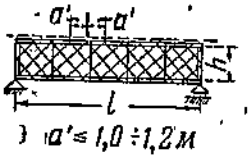
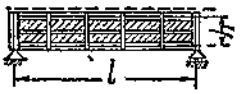
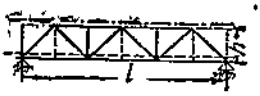
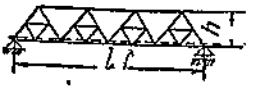
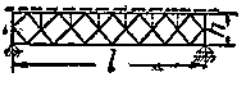
Продолжение

Расположение связи	Основной тип сопряжений	Генеральные размеры: расчетный пролет l в $м$	Генеральные размеры: $\frac{h}{l}$	Генеральные размеры: $\frac{f}{l}$	Коэффициент собств. веса $k_{c.s}$	Примечания
5	6	7	8	9	10	11
Поверху	Врубки и болты	6—9	—	$\frac{1}{5}-\frac{1}{4}$	—	Система удобна для устройства путепроводов над железными дорогами
Поверху	Врубки и болты	6—12	—	$\frac{1}{4}-\frac{1}{3}$	—	Система особенно удобна для устройства путепроводов над ж. д.; в путепроводах над магистральными ж. д. не допускается
Поверху	Врубки и болты	12—20	—	$\frac{1}{4}-\frac{1}{3,5}$	—	Меньшие величины пролета относятся к системе с двумя подкосами, большие — к системе с тремя подкосами
Поверху	Врубки и болты	16—24	—	$\frac{1}{5}-\frac{1}{4}$	—	
Поверху	Нагели, в том числе гвозди (клей)	10—35	$\frac{1}{25}-\frac{1}{50}$	$\frac{1}{7,5}-\frac{1}{4}$	—	
Посредине				$\frac{1}{7,5}-\frac{1}{4}$		
Понизу				$\frac{1}{7}-\frac{1}{5}$	—	Распор может быть воспринят затяжкой (как показано на схеме) или передан опорам

№ п/п	Название и краткая характеристика системы	Схема	Области применения
1	2	3	4
	IV. Сквозные балочные фермы в однопролетных и многопролетных мостах		
	1. Подвесные системы из бревен и брусьев, преимущественно на деревянных опорах:		Преимущественно автогужевые, а также пешеходные; галереи и т. п. в тех случаях, когда подкосные системы неприемлемы вследствие стеснения ими подмостового габарита
14	а) треугольно-подвесные (простая и со шпренгелем)		
15			
16	б) трапецоидально-подвесная		
	2. Шпренгельные системы из бревен и брусьев с металлическим шпренгелем:		
17	а) треугольная		Автодорожные; мосты под узкоколейную ж. д.
18	б) трапециевидная		Преимущественно — эстакады, пешеходные мосты и т. п.

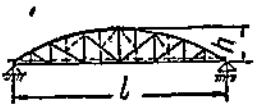
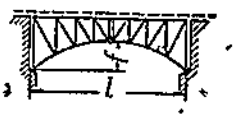
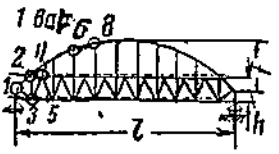
Продолжение

Расположение езды	Основной тип сопряжений	Генеральные размеры: расчетный пролет l в м	Генеральные размеры: $\frac{h}{l}$	Генеральные размеры: $\frac{f}{l}$	Коэффициент собств. веса $k_{g.s}$	Примечания
5	6	7	8	9	10	11
Понизу	Преимущественно врубки и болты	5—8				Не исключена возможность применения в подвесных системах и других способов сопряжений (например на шпонках)
Понизу	То же	12—20	$\frac{1}{4}-\frac{1}{2}$	—	8,0—7,5	
Понизу	То же	8—12				
Поверху	Простейшие врубки и металлические тяжи	4—12	$\frac{1}{10}-\frac{1}{4}$	—	—	В тех случаях, когда допускается стеснение подмостового пространства
Поверху	То же	6—18				

№ п/п	Название и краткая характеристика системы	Схема	Области применения
1	2	3	4
19	3. Фермы Гау — смешанное решение с раскосами из бревен или брусьев и металлическими тяжами-стойками; обычно с параллельными поясами; при больших пролетах и езде понизу возможна полигональная схема на деревянных и каменных опорах		Ж.-д. и автогужевые мосты
20			
21			Преимущественно автогужевые мосты (в отдельных случаях возможны и железнодорожные)
22	4. Фермы Тауна дощатые, многорешетчатые (с 4—8 системами раскосов) на деревянных и каменных опорах		Ж.-д. и автогужевые мосты
23	5. Фермы Лемберке дощатые со сплошной перекрестной стенкой на деревянных и каменных опорах. В сооружениях со сроком службы более 2—3 лет обязательно антисептирование		Ж.-д., автодорожные и пешеходные мосты; галлереи и т. п.
24	6. Фермы с треугольной и раскосной решеткой и двухрешетчатые, дощатые и брусчатые:		
25			Ж. д., автодорожные и пешеходные мосты; галлереи и т. п.
26	а) с параллельными поясами		
27			

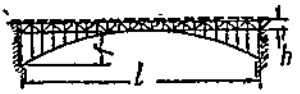
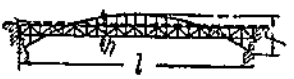
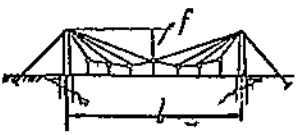
Продолжение

Расположение езды	Основной тип сопряжений	Генеральные размеры: расчетный пролет l в м	Генеральные размеры: $\frac{h}{l}$	Генеральные размеры: $\frac{f}{l}$	Коэффициент собств. веса $k_{c.в}$	Примечания
5	6	7	8	9	10	11
Поверху	Врубки и металлические тяжи	Ж.-д. 10—40, автогужевые 20—40	$\frac{1}{8}-\frac{1}{5}$ (при езде понизу, верхних связях и $l<30$ м возможно $\frac{h}{l}>\frac{1}{5}$)	—	7,5—6,0	Пунктиром на схемах показаны стойки шпренгелей, устраиваемых при значительной длине панели a
Поверху				—		
Понизу		20—50		—	7,0—5,0	
Поверху	Дубовые нагели и болты	Ж.-д. 20—40, автогужевые 20—50	$\frac{1}{9}-\frac{1}{5}$	—	10—7,5	В постоянных мостах на магистральных ж. д. не применяются
Поверху (в отдельных случаях в переходных мостиках, галереях и пр. возможна езда понизу)	Дубовые нагели; при малых пролетах возможны гвозди и болты	10—40	$\frac{1}{9}-\frac{1}{5}$	—	12,0—8,0	Находят широкое применение во временных и вспомогательных сооружениях; в постоянных мостах на магистральных ж. д. не допускаются
Понизу и поверху	Кольцевые вкладыши инж. Квятковского; кольцевые шпонки (когтевые шайбы)	Ж.-д. 30—45, автогужев. и пешеходн. 15—40	$\frac{1}{7}-\frac{1}{5}$	—	7,0—5,0	Пунктиром на схемах показаны шпренгели, устраиваемые при значительной длине панели a (в фермах больших пролетов)

№ п/п	Название и краткая характеристика системы	Схема	Области применения
1	2	3	4
28	б) полигональные		Автодорожные мосты
29	в) с криволинейным верхним поясом		Автодорожные и пешеходные мосты
	V. Сквозные арочные мосты из брусьев и досок на каменных опорах:		
30	а) трехшарнирные—преимущественно в однопролетных решениях (возможны и в многопролетных)		Автогужевые, пешеходные мосты (возможны ж.-д. с легкой нагрузкой—узкоколейные и т. п.) в холмистых и горных местностях
31			
32	б) бесшарнирные—в однопролетных мостах при наличии скалистых грунтов		Автодорожные мосты (возможны ж.-д. с легкой нагрузкой, узкоколейные и т. п.) в холмистых и горных местностях
	VI. Комбинированные системы мостов из досок и брусьев: 1. Безраспорные системы в однопролетных и многопролетных мостах на деревянных и каменных опорах:		
33	а) гибкая арка с балкой (фермой) жесткости (ферма Лангера)		Автогужевые и пешеходные мосты
34			

Продолжение

Расположение езды	Основной тип сопряжений	Генеральные размеры: расчетный пролет l в м	Генеральные размеры: $\frac{h}{l}$	Генеральные размеры: $\frac{f}{l}$	Коэффициент собств. веса $k_{c.в}$	Примечания
5	6	7	8	9	10	11
Понизу	Кольцевые вкладыши инж. Квятковского; кольцевые шпонки (когтевые шайбы)	25—50	$\frac{1}{7}-\frac{1}{5}$	—	6,0—4,5	
Понизу	Кольцевые шпонки (когтевые шайбы); нагели; гвозди обыкновенные (для малых пролетов); длинномерные (для больших пролетов)	15—60	$\frac{1}{7,5}-\frac{1}{5}$	—		
Поверху	Кольцевые шпонки (когтевые шайбы); нагели; гвозди обыкновенные (для малых пролетов); длинномерные (для больших пролетов)	20—50	$\frac{1}{25}-\frac{1}{15}$	$\frac{1}{7,5}-\frac{1}{4}$	—	Трехшарнирные арки удобны в монтаже
Поверху	Нагели; врубки; болты	30—80	$\frac{1}{25}-\frac{1}{20}$	$\frac{1}{7,5}-\frac{1}{5}$	—	
Посредине или понизу	Кольцевые шпонки (когтевые шайбы); нагели; гвозди обыкновенные (для малых пролетов); длинномерные (для больших пролетов); возможно смешанное металлодеревянное решение (типа Гау) для фермы жесткости	Автотуж. 30—80 Пешех. 15—30	$\frac{1}{30}-\frac{1}{20}$	$\frac{1}{7}-\frac{1}{5}$	При $l<50$ м 7,0—6,0; при $l\geqslant 50$ м 6,0—5,0	Рекомендуется 1-й вариант схемы

№ п/п	Название и краткая характеристика системы	Схема	Области применения
1	2	3	4
35	б) балка (ферма) с подпружной цепью (металлической или деревянной)		Пешеходные мосты; эстакады под транспортеры, узкоколейн. пути для вагонеток и т. п. при наличии неограниченного подмостового габарита
	2. Распорные системы преимущественно в однопролетных мостах на каменных опорах		
36	а) гибкая арка с балкой (фермой) жесткости		Автогужевые и пешеходные мосты, галлереи и т. п.
37			
38	3. Висячие мосты со смешанным решением: металлической цепью и деревянной фермой (балкой) жесткости, деревянными, металлическими или каменными пилонами		Автогужевые и пешеходные мосты
39			
40	VII. Вантовые мосты со смешанным решением: металлическими вантами и деревянной конструкцией проезжей части		Автогужевые и пешеходные мосты

Примечания. 1. Во всех случаях, когда в графе «Тип сопряжения» указаны кольцевые
2. В той же графе в скобках указаны новые типы сопряжений, давшие промышленностью.

Продолжение

Расположение езды	Основной тип сопряжений	Генеральные размеры: расчетный пролет l в м	Генеральные размеры: $\frac{h}{l}$	Генеральные размеры: $\frac{f}{l}$	Коэффициент собств. веса $k_{c.в}$	Примечания
5	6	7	8	9	10	11
Поверху или посредине	То же, что и в схемах 33 и 34	15—30	$\frac{1}{30}$ — $\frac{1}{20}$	$\frac{1}{7,5}$ — $\frac{1}{5}$	7,0—6,0	
Поверху или посредине	Кольцевые шпонки (когтевые, шайбы); нагели; гвозди обыкновенные (для малых пролетов); длинномерные (для больших пролетов); возможно смешанное металло-деревянное решение (типа Гау) для фермы жесткости	Автогуж. 30—100 Пешех. 10—60	$\frac{1}{25}$ — $\frac{1}{16}$	$\frac{1}{7,5}$ — $\frac{1}{4}$		Помимо сквозной фермы жесткости возможно (при соответствующих пролетах) применение сплошной балки жесткости (на клею, типа Тауна и т. п.)
Понизу или посредине	То же, что и в схемах 36 и 37		Одноцепн. $\frac{1}{30}$ — $\frac{1}{16}$			
		15—150		$\frac{1}{10}$ — $\frac{1}{8}$		То же, что и в схемах 36 и 37
			Двухцепн. $\frac{1}{50}$ — $\frac{1}{30}$			
Понизу	Нагели; гвозди	15—150	—	$\frac{1}{7}$ — $\frac{1}{6}$		

шпонки, это относится к гладким кольцевым и зубчатым шпонкам.
хорошие показатели в лабораторных исследованиях, но еще не освоенные строительной

Предварительное определение собственного веса главных ферм производится по формуле [1]:

$$g_{\phi} = \frac{q_{эк} k'_a + g_{пр} + g_{свз}}{\frac{1\,000}{k_{с.в} l} - 1}, \qquad (1-63)$$

где g_{ϕ} — вес главных ферм ($т$ на 1 *пог. м* моста);
$q_{эк}$ — временная эквивалентная нагрузка ($т$ на 1 *пог. м* моста);
k'_a — коэфициент, для балочных ферм равный единице, для арочных — приблизительно равный 1,6;
$g_{пр}$ — вес проезжей части ($т$ на 1 *пог. м* моста);
$g_{свз}$ — вес связей ($т$ на 1 *пог. м* моста);
l — расчетный пролет в $м$;
$k_{с.в}$ — коэфициент собственного веса, указанный выше в табл. 23 для различных систем.

Для приближенного определения веса проезжей части можно воспользоваться данными различных пособий и справочников [2].

Предварительный, ориентировочный вес связей можно определить по формуле:

$$g_{свз} = 0{,}006\, l. \qquad (2-63)$$

Формула дает несколько преуменьшенное значение веса связей для мостов пролетом менее 20 $м$.

Временная нагрузка вертикальная — в виде железнодорожного поезда, автомобилей или толпы и горизонтальная — от давления ветра, сил торможения и т. п. — устанавливается указанными выше ТУ.

В расчете деревянных мостов как железнодорожных, так и под автогужевую дорогу, динамическое действие временной нагрузки (в том числе и толпы) не учитывается.

Действие температуры в деревянных мостах также не учитывается.

В мостах смешанной конструкции, висячих и вантовых мостах с металлической цепью или кабелем и арочных с металлической затяжкой учитывается влияние изменения температуры в металлических элементах.

Г. Технико-экономическая характеристика и области применения деревянных мостов

Достоинствами деревянных мостов являются:

1) быстрота и простота возведения в любое время года;

2) невысокая строительная (первоначальная) стоимость, особенно в мостах небольших пролетов, в 4—6 раз меньшая, чем для мостов из других материалов.

Первоначальная строительная стоимость деревянных пролетных строений мостов средних и больших пролетов составляет от 40 до 70% стоимости металлических. При устройстве деревянных опор [3] разница в стоимости всего моста еще значительнее.

Указанные выше положительные качества деревянных мостов дают им неоспоримые преимущества перед мостами из других материалов в целом ряде случаев: в лесных районах, где дерево является местным материалом, в частности, при постройке мостов на лесовозных ветках; в условиях, когда необходимо быстрое сооружение временной переправы (например на театре военных действий) и т. д.

---

[1] См. выше § 3 раздела первого.

[2] См. [155] и [156].

[3] Деревянные мосты больших пролетов, пролетное строение которых следует решать капитально, должны осуществляться с каменными опорами.

К недостаткам деревянных мостов следует отнести:

а) более высокую, чем в мостах из других материалов, стоимость содержания и ремонта; б) гниение и в) сгораемость.

Стоимость ежегодного содержания и ремонта деревянных мостов (как по русским, так и по заграничным данным) составляет в среднем 2,5% от первоначальной строительной стоимости моста, что в 2—3 раза превосходит стоимость содержания металлических и в 8—10 раз—каменных мостов. В деревянных мостовых фермах стоимость содержания и ухода повышается против средней в первые 1—2 года эксплоатации, достигает минимума, примерно, к 10 годам и далее начинает увеличиваться, резко возрастая для незащищенных ферм.

Гниение является основным фактором, ограничивающим срок службы деревянных мостов, который для мостов из непропитанной древесины и незащищенных от непосредственного увлажнения составляет 8—12 лет, снижаясь для мостов из сырого леса до 5—6 лет.

Вместе с тем как в нашей, так и заграничной практике мостостроения имеется много примеров исключительной долговечности (до 100 лет и более) деревянных мостов. Своей долговечностью эти мосты обязаны применению распространенного в мостах прошлого времени конструктивного приема—защиты от гниения путем устройства крыши и боковой обшивки, предохраняющих мост от непосредственного увлажнения атмосферными осадками (см., например, рис. 8 в ч. I курса).

В мостостроительной практике СССР таким примером может служить мост пролетом 56 *м* через реку Пахру, около г. Подольска, просуществовавший 68 лет и разобранный в 1931 г. ввиду несоответствия конструкции моста современным нагрузкам [1].

Некоторое увеличение веса и стоимости пролетного строения в связи с устройством крыши и боковой обшивки (для ферм среднего пролета с ездой понизу составляющие примерно 11—12%), несомненно, окупается увеличением срока службы и надежности моста.

Несмотря на общеизвестность и эффективность этого приема, в современной практике мостостроения описанному принципу защиты конструкции моста от увлажнения и загнивания не уделяется, к сожалению, должного внимания. Между тем в ряде случаев применение его вполне возможно без нарушения при этом современных требований к архитектуре мостов.

В мостах с ездой поверху под автодорогу и в железнодорожных—при укладке пути на балласте (см., например, ниже рис. 438, *б*) роль крыши с успехом может выполнять водонепроницаемая проезжая часть с консольными карнизами под тротуары, защищающими наружные фермы от косого дождя.

При большой высоте пролетного строения и при малом вылете консолей необходимо устройство боковой обшивки.

Применяя одновременно для защиты от конденсационного увлажнения антисептические обмазки последующего действия, которыми при сборке конструкции покрываются все сплачиваемые поверхности элементов, отверстия для болтов и пр., можно радикально защитить конструкцию моста от гниения и обеспечить любой, практически потребный (по условиям экономическим и морального износа) срок службы моста, доведя его в случае надобности до 40—60 лет. Аналогичные методы защиты от гниения могут быть применены без нарушения архитектурных требований и в мостах комбинированных систем с ездой понизу или посредине.

В тех случаях, когда описанные методы защиты нельзя осуществить (например, в сквозных балочных фермах с ездой понизу и верхними решетчатыми связями), необходимо применять химические меры борьбы с гниением путем пропитки всех деревянных элементов пролетного строения маслянистыми антисептиками (преимущественно креозотом).

По данным американской практики, располагающей опытом строительства мостов из креозотированного леса с 70-х годов прошлого века, срок

[1] См. [357].

службы таких мостов в неблагоприятных условиях составляет, примерно, 30—45 лет.

Характерной особенностью американских мостов из пропитанного леса является простота конструкции, дающая возможность пропитывать все части моста после окончательной заготовки их.

Пропитка осуществляется преимущественно на стационарных заводах по способу ограниченного поглощения; применяются также передвижные пропиточные заводы и установки на местах постройки[1].

Научно-исследовательские работы 1941 г.[2] выявили новые возможности упрощенного антисептирования Д. К. путем поверхностного нанесения (кистью) керосинового раствора оксидифенила. Первые опыты показали, что пропитка древесины (влажностью не более 18—20%) при этом достигается не менее глубокая, чем при креозотировании под давлением. Пропитка оксидифенилом обладает практически полной невымываемостью.

Изложенное показывает, что применение надлежащих мер защиты от гниения обезвреживает этот недостаток. Технико-экономическая целесообразность требует применения указанных мер в нашем дальнейшем мостостроительстве в отношении всех мостов, рассчитанных на срок службы более 5 лет.

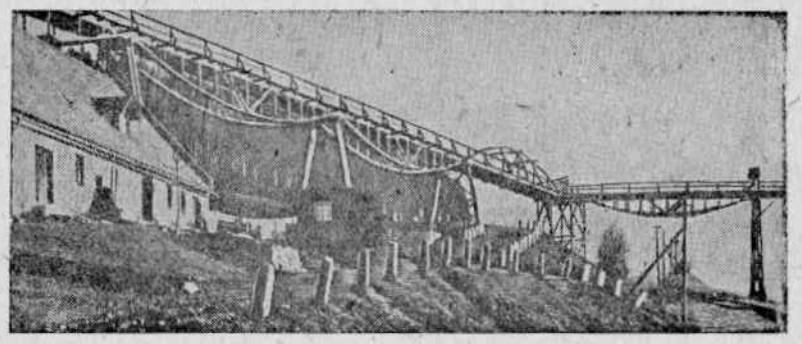


Рис. 432. Эстакада для откатки вагонеток

Борьба с опасностью возгорания дерева в мостах—сооружениях открытого типа, осложняется тем, что антипирены, применяемые в настоящее время, легко выщелачиваются при непосредственном увлажнении пропитанной ими конструкции. Применение антипиренов становится вполне возможным в мостах, защищенных от увлажнения конструктивными мерами, как это описано выше.

Пожарная опасность в мостах под автогужевую дорогу, в особенности при езде поверху и несгораемом покрытии проезжей части, незначительна.

В железнодорожных мостах эта опасность больше; однако, устройство проезжей части с балластным корытом (см. ниже рис. 438, *б*) почти исключает опасность возгорания сверху и резко снижает возможность распространения огня в случае воспламенения снизу, особенно в конструкциях из массивных элементов.

В качестве местных мер защиты от возгорания отдельных элементов, наиболее угрожаемых в пожарном отношении (например, нижней части пролетного строения путепроводов над железнодорожными путями), возможна обшивка их кровельным железом по асбесту, при обязательном условии антисептирования (лучше всего обмазками последующего действия) всех обшиваемых элементов.

Области применения деревянных мостов на железных и автомобильных дорогах СССР регламентируются соответствующими ТУ[3].

---

[1] См. [158].

[2] См. технические отчеты доц., канд. техн. наук А. И. Фоломина—кафедра деревянных конструкций Военно-инженерной академии им. В. В. Куйбышева.

[3] См. [149], [150], [151] и [152].

Пролеты современных железнодорожных деревянных мостов ограничиваются пределами 45—50 *м*.

В мостах постоянного типа под автогужевые дороги, благодаря существенно меньшей величине и динамичности нагрузок, дерево находит себе широкое применение как у нас, так и за границей, при пролетах до 50—60 *м*, которые в случае необходимости могут быть доведены до 80—100 *м* (см., например, рис. 459 и 460).

Большое применение находит дерево в различных специальных конструкциях мостового типа—эстакадах (рис. 432), сооружаемых на территории промышленных предприятий, в карьерах, на пристанях и т. п. или предназначенных для пропуска трубопроводов (водо-, нефте- и газопроводов), транспортеров, вагонеток для подачи сырья и топлива и пр.

В табл. 23 дана техническая характеристика различных систем деревянных мостов.

§ 64. ПРОЕЗЖАЯ ЧАСТЬ ДЕРЕВЯННЫХ МОСТОВ

А. Конструкция

Типы ездового полотна автодорожных мостов изображены на рис. 433.

Простейшие типы ездового полотна даны на рис. 433, *а*, *б*, *в*, *г*. Доски нижнего слоя двойного настила укладываются с зазором 2—3 *см* в целях вентиляции и предупреждения загнивания их (рис. 433, *ж*, *з*). Верхний настил работает на износ.

Поперечный настил (рис. 433, *з*) надо делать со швом по продольной оси моста, перекрытым продольной доской, чтобы можно было производить смену настила при ремонте, не закрывая полностью движения по мосту. В постоянных мостах (рассчитанных на длительный срок службы), особенно при больших и средних пролетах их, следует делать проезжую часть с гидроизоляцией, как это принято в мостах из других материалов.

В этом случае двойной настил может быть использован в качестве стенки горизонтальных ветровых связей (в виде балки с перекрестной стенкой), что достигается устройством под тротуарами поясов из пакетов досок (см. например, рис. 457). Конструкция такого ездового полотна изображена на рис. 433, *и*: нижний рабочий настил—поперечный, разреженный, из антисептированных досок или брусков; верхний «защитный»—косой, под углом 45° к нижнему, сплошной, из узких креозотированных досок шириной 5—6 *см*. Стыки обоих настилов расположены вразбежку. На верхний настил наклеивается в два слоя пропитанное битумом джутовое полотно или рубероид[1]. Поверх гидроизоляции укладывается слой асфальтобетона толщиной 6 *см* при легкой нагрузке, 7—8 *см*—при тяжелой. Для предотвращения угона асфальтобетона поверх гидроизоляционного слоя на некотором расстоянии друг от друга поперек моста укладываются обязательно креозотированные (предварительно хорошо высушенные) доски толщиной около 30 *мм*, концы которых закрепляются в прижимных (колесоотбойных) брусьях путем врезки досок снизу в эти брусья (рис. 433, *и*).

Рациональную конструкцию ездового полотна автодорожных мостов дает так называемый «американский настил» (рис. 433, *к*) из креозотированных досок на ребро с гребенчатой поверхностью.

Конструкция ездового полотна в железнодорожных мостах выполняется с укладкой пути на поперечинах (см. ниже рис. 438, *а*) или с балластным корытом (рис. 438, *б*). Первая конструкция проста, имеет минимальный вес и целесообразна во всякого рода временных мостах; вторая—дает более спокойную езду, существенно уменьшает пожарную опасность и в мостах с ездой поверху обеспечивает возможность защиты пролетного строения от увлажнения. Применение второго решения особенно целесообразно в постоянных мостах небольших

[1] Гидроизоляционный слой должен быть продолжен и под тротуарами для защиты пояса ветровых связей.

пролетов, где повышение собственного веса проезжей части по сравнению с большой временной железнодорожной нагрузкой не имеет значения.

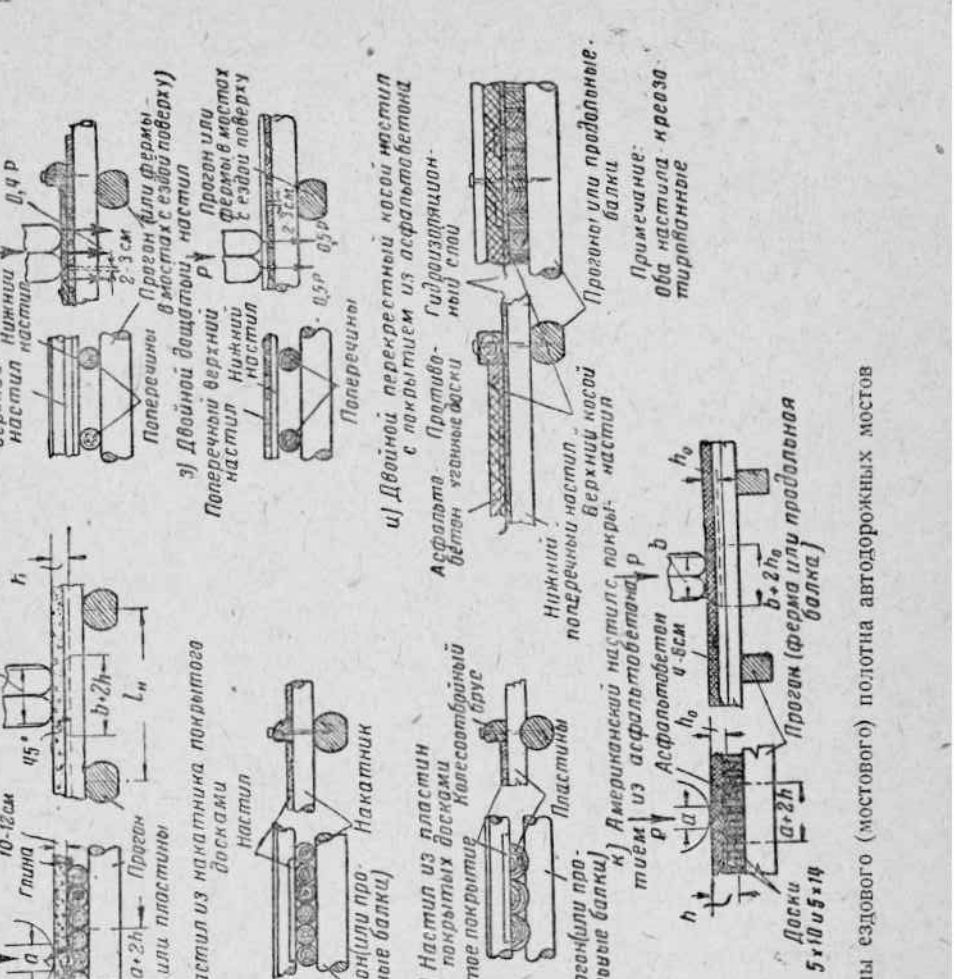


Рис. 433. Типы ездового (мостового) полотна автодорожных мостов

Поперечные балки различной конструкции даны на рис. 434.

Пакеты (рис. 434,*а*) просты и менее требовательны в смысле ухода за ними в эксплоатации, но вызывают повышенную затрату материала, обладают невы-

сокой жесткостью и мало пригодны при значительном расстоянии между фермами.

Составные балки на шпонках или колодках (рис. 434, *б*) более жестки, экономичны и обладают меньшей строительной высотой, но требуют, особенно в первый период эксплоатации, непрерывного ухода, заключающегося в подтяжке болтов и подбивке поперечных натяжных шпонок. Неточности производства работ и применение сырого леса сильно снижают качество составных балок.

В мостах больших пролетов при значительном расстоянии между фермами применяются сквозные поперечные балки (рис. 434, *в*) разной конструкции, в том числе шпренгельные балки (рис. 434, *г*). Последние особенно пригодны

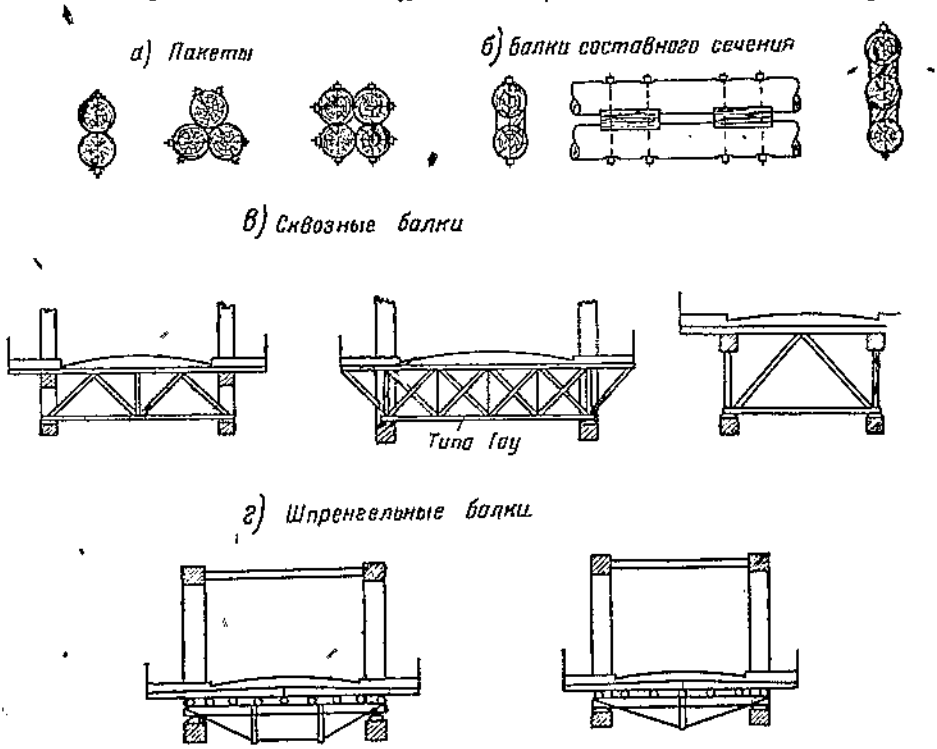


Рис. 434. Поперечные балки проезжей части

при усилении поперечных балок, пришедших в расстройство, или при пропуске по мосту более тяжелых нагрузок, чем это предусмотрено конструкцией моста.

Б. Расчет элементов проезжей части

При расчете элементов проезжей части мостов учитывается распределение нагрузки вышележащими элементами. В частности, это распределяющее действие показано на рис. 433, *г*, *к*.

Элементы настила из накатин, пластин или американского настила рассчитывают обычно как свободно лежащие балки пролетом, равным расстоянию между продольными балками или прогонами.

В двойном дощатом настиле, как продольном (рис. 433, *ж*), так и поперечном (рис. 433, *з*), давление колеса приближенно можно считать распределенным на две доски нижнего настила; расчетный пролет последнего принимается равным расстоянию в свету между поперечинами плюс толщина настила.

Поперечины автодорожных мостов рассчитываются как свободно лежащие балки пролетом, равным расстоянию между продольными балками или прогонами. При частой расстановке последних правильнее рассчитывать поперечины как многопролетную балку на упругих опорах (см. ниже балочные мосты с одноярусными прогонами). Нагрузку на поперечины при перекрытых стыках про-

дольного настила можно принимать с учетом упругого распределения давления колеса—настилом[1].

Расчет продольных балок производится при наиневыгоднейшей поперечной установке нагрузки (см. ниже расчет прогонов балочных мостов).

Величина максимальной нагрузки на поперечные балки определяется в предположении разрезности над ними продольных балок.

§ 65. БАЛОЧНЫЕ МОСТЫ СПЛОШНОГО СЕЧЕНИЯ (СХЕМЫ 1—4 ТАБЛ. 23)

А. Конструкция

Балочные мосты из круглого леса отвечают преимущественно условиям кустарного способа производства работ из лесоматериала, получаемого в районе постройки моста.

Конструкция мостов из пиленого леса (брусьев и досок) ориентируется на предварительную заготовку, обработку и пропитку элементов моста на базе

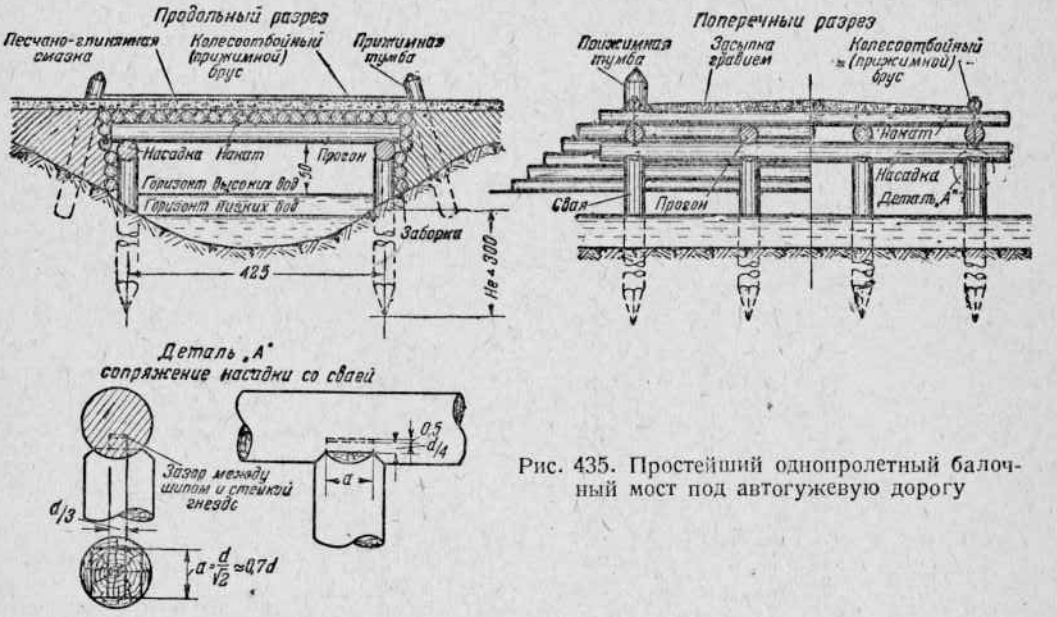


Рис. 435. Простейший однопролетный балочный мост под автогужевую дорогу

(на строительном заводе или строительном дворе) и последующий монтаж на месте постройки с применением различных механизмов, облегчающих и ускоряющих сборку моста.

На рис. 435 представлен однопролетный балочный мост простейшей конструкции с проезжей частью по типу рис. 433, *г*.

Давление насыпи воспринимается заборными стенками из накатника, уложенного сзади свай, работающих дополнительно на изгиб.

В железнодорожных мостах прогоны часто делаются в виде пакетов (рис. 434, *а*).

Составные прогоны (рис. 434, *б*) в железнодорожных мостах почти не применяются, так как под действием значительных сосредоточенных нагрузок быстро приходят в расстройство и для поддержания их в надлежащем состоянии требуют особенно тщательного надзора. В мостах под автогужевую дорогу составные прогоны находят себе большее применение наравне с многоярусными прогонами-пакетами[2].

---

[1] Подробнее см. [39].

[2] Конструкции мостов под автогужевую дорогу с многоярусными прогонами-пакетами, см. например [39].

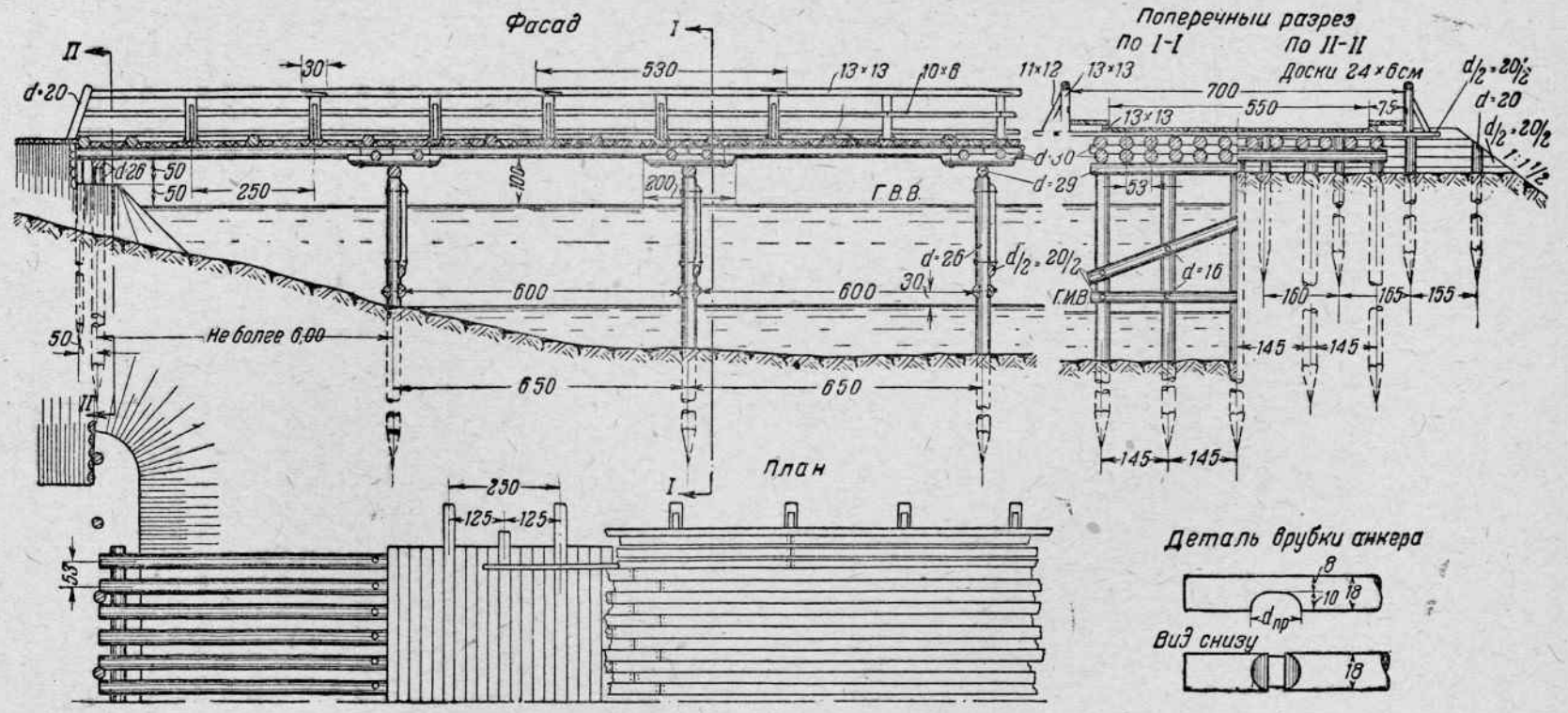


Рис. 436. Мост под автодорогу с одноярусными прогонами

Недостатками балочных мостов с многоярусными прогонами являются:

1) значительная затрата материала;

2) сложность конструкции с большим количеством врубок, требующих осуществления на месте постройки, что осложняет процесс производства работ и исключает возможность надежного консервирования древесины;

3) относительно большая строительная высота.

Мостам с многоярусными прогонами могут быть противопоставлены мосты с одноярусными сближенными прогонами. Эта конструкция дает возможность перекрывать на автогужевых дорогах пролеты до 8 *м*, в то же время доводя до минимума строительную высоту при одновременной некоторой экономии материала и упрощении производства работ по устройству пролетного строения. Одноярусное решение для значительных пролетов оказывается возможным благодаря частой расстановке прогонов и уменьшающейся в этом случае нагрузке на отдельные прогоны при упругой передаче ее на прогоны настилом. Недостатком решения является меньшая жесткость его по сравнению с многоярусными прогонами.

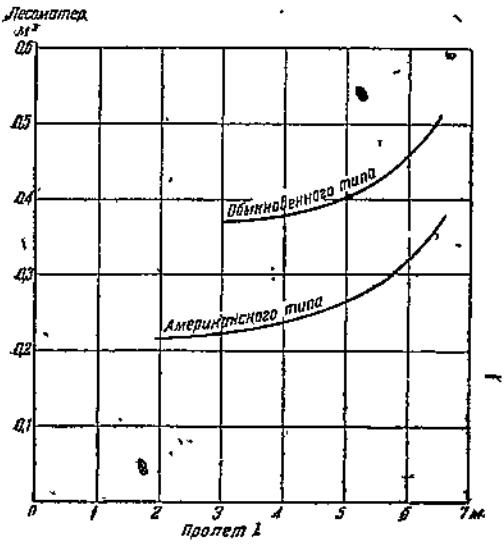


Рис. 437. График расхода лесоматериала на автодорожные (балочные) мосты обыкновенного и американского типов

На рис. 436 изображен мост с пролетами l=6,5 *м* под автогужевую дорогу с одноярусными прогонами. Особенностями этой конструкции является размещение прогонов на небольшом расстоянии друг от друга не только над сваями, но и в промежутках между ними. Такое устройство заставляет насадки работать, помимо смятия, на изгиб и допускает укладку настила проезжей части непосредственно по прогонам.

Прогоны стыкуются на подбалках, связываются с ними и между собой анкерами из бревен, а с подбалками, кроме того,—болтами.

Ездовое полотно моста осуществлено по типу рис. 433, *е*.

Мосты американского типа из пиленого леса (за исключением свай), простой и рациональной конструкции дают возможность индустриализировать заготовку элементов моста, с пропиткой их после обработки, и широко механизировать сборку моста из готовых элементов на месте постройки.

В этих мостах из пиленого леса нет необходимости всякого рода подтесок и пригонок на месте постройки, неизбежных в случае применения нестандартного круглого леса (и недопустимых при наличии пропитанного леса).

Указанный принцип нарушает обрезка голов предварительно креозотированных свай после их забивки. Обнажающуюся при этом древесину торца сваи обмазывают за несколько раз горячим креозотом и покрывают сверху перед укладкой насадки куском толя[1]. Существенное упрощение конструкции достигается укладкой прогонов непосредственно на насадку внахлестку с некоторым перепуском их концов (рис. 438 и 439). Это избавляет от необходимости устраивать подбалки. Частое расположение прогонов (так же как и в описанном выше мосте с одноярусными прогонами) при упругой передаче нагрузки позволяет довести до минимума строительную высоту пролетного строения.

На графике рис. 437 приведены сравнительные данные о расходе материала на балочные мосты обыкновенного и американского типа, из которых видно, что в среднем экономия лесоматериала в последних составляет 35%.

[1] В наших условиях возможно также применение антисептической обмазки последующего действия.

Другое существенное упрощение конструкции касается опор. Вместо устройства подкосов и подкосных свай в мостах американского типа одна или две крайние сваи забиваются наклонно копрами с качающейся стрелой. Этого вполне достаточно для обеспечения устойчивости моста, конструкция которого и производство работ при этом существенно упрощаются.

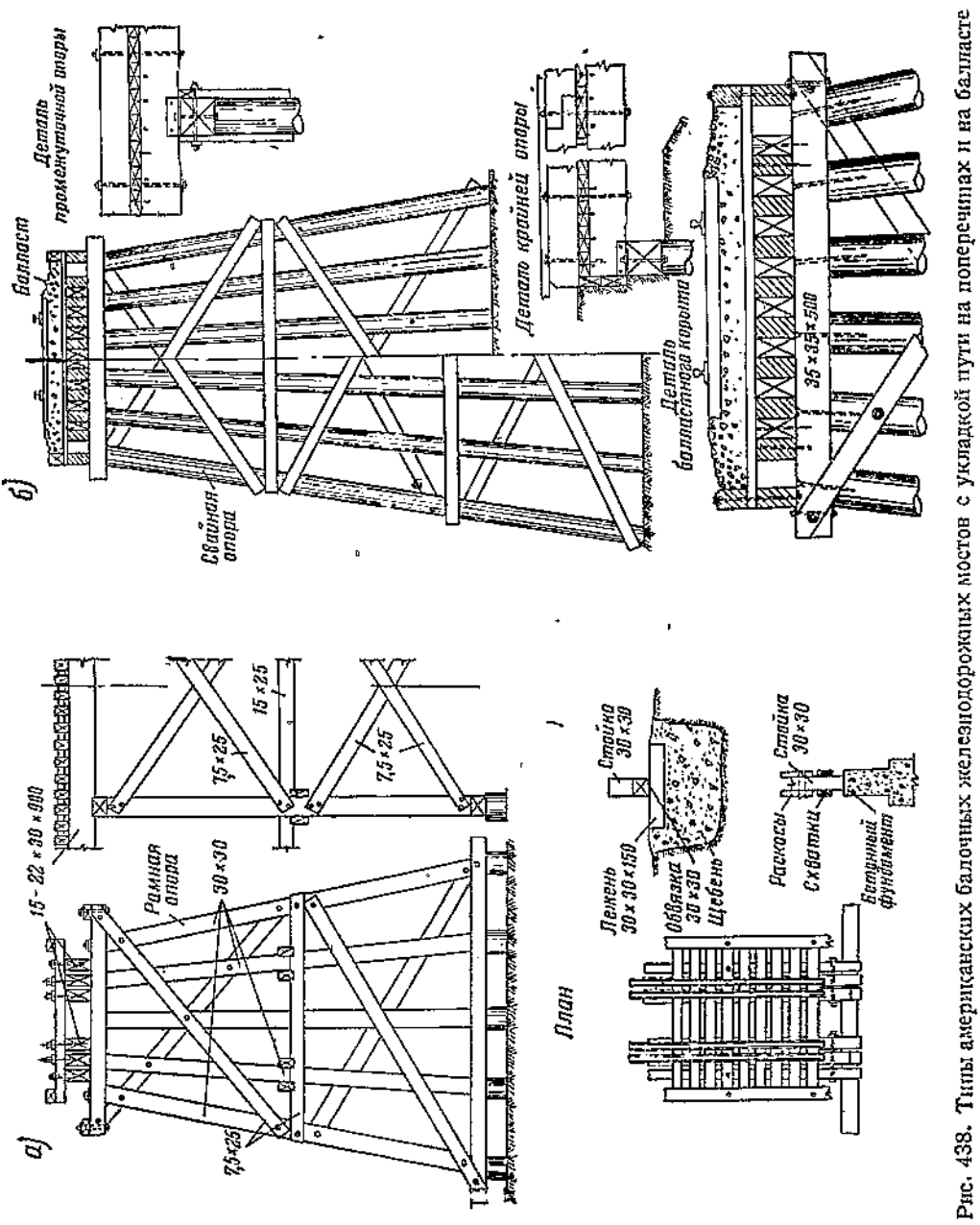


Рис. 438. Типы американских балочных железнодорожных мостов с укладкой пути на поперечинах и на балласте

На рис. 438 в качестве примера даны типы американских балочных мостов под железную дорогу с укладкой пути на поперечинах и на балласте с рамной и свайной опорами. Весь лесоматериал креозотирован.

В конструкции моста с балластным корытом настил следовало бы делать с консолями для предохранения насадки и опор от увлажнения косым дождем и водой, стекающей из балластного корыта. Желательно устройство гидроизоляции по двойному перекрестному косому настилу, так как последний существенно повышает жесткость моста в горизонтальном направлении, созда-

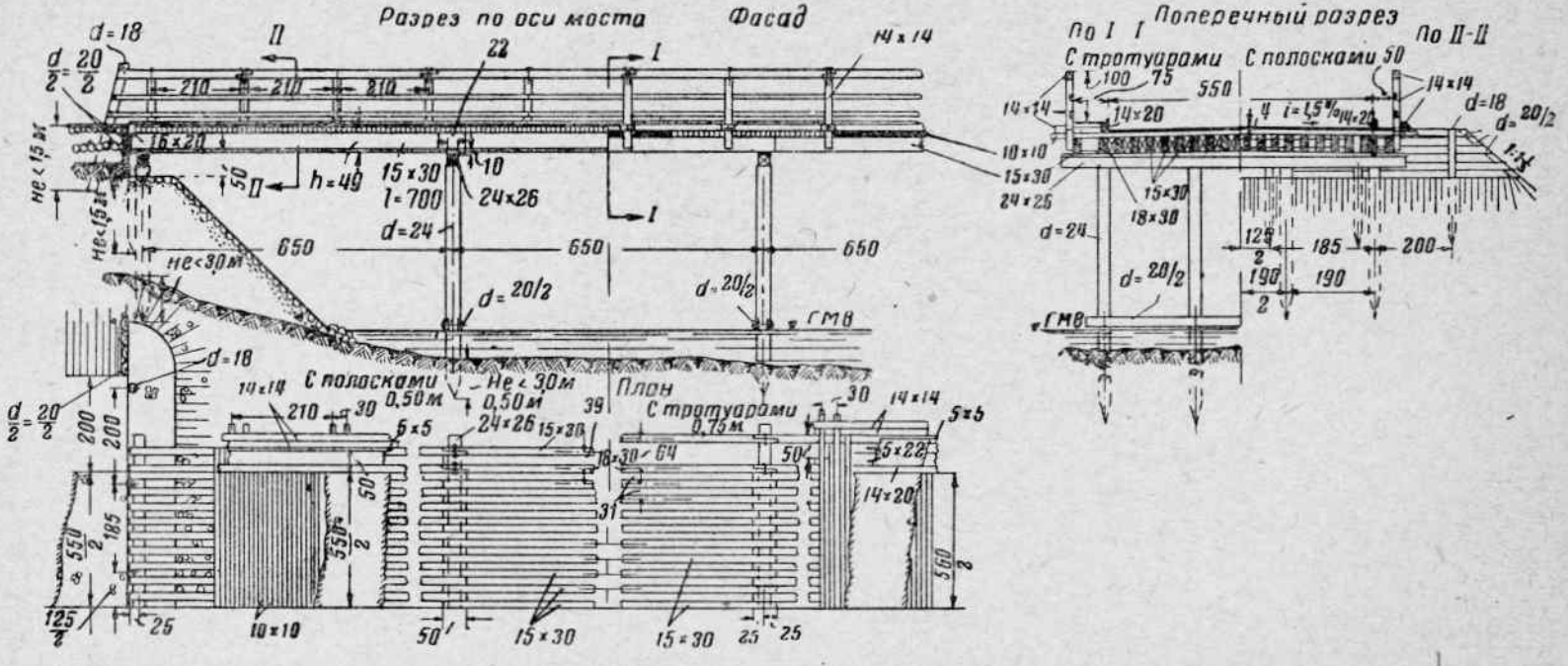


Рис. 439. Балочный мост американского типа, разработанный в СССР

вая жесткую систему продольных связей. Роль поясов этой системы в данном случае могут играть крайние продольные прогоны, которые должны быть надежно скреплены с настилами.

Проект балочного моста американского типа под автогужевую дорогу (габарит Г-4 по старым ТУ) с пролетами $l=6{,}5$ *м*, разработанный в СССР, представлен на рис. 439.

Ввиду небольшой высоты моста все сваи забиты вертикально и наклонных схваток не имеют.

На рис. 440 представлен момент монтажа американского балочного автодорожного моста с пролетами $l=8{,}84$ *м* и с высокими (около 29 *м*) рамными опорами на гладких кольцевых шпонках. Монтаж моста велся при помощи электрического жесткого деррик-крана с вылетом стрелы 23 *м*, передвигавшегося по верху моста по мере возведения последнего, и работавшей на земле паровой лебедки на гусеничном ходу. Мост полностью монтировался из заранее заготовленных, пропитанных (смесью 50% креозота и 50% мазута) и доставленных на место постройки элементов с применением обычного для американских мостов крупного сортамента брусьев.

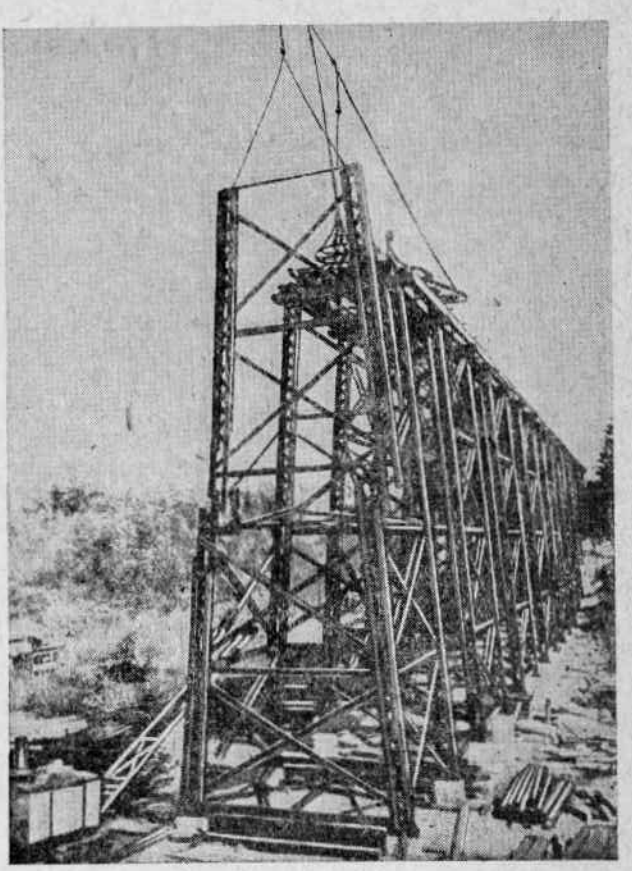


Рис. 440. Монтаж деревянного моста—виадука с высокими опорами рамного типа в Америке

В условиях СССР при нашем сортаменте лесоматериала и принятых нашими ТУ нагрузках вполне возможно осуществление балочных мостов американского типа пролетом до 6 *м*, а при наличии крупномерного леса—до 8 *м*.

Для применения рациональных балочных мостов американского типа у нас в СССР необходимы:

1) организация районных пропиточных и заготовочных баз—строительных дворов;

2) обеспечение мостостроительных организаций надлежащим монтажным оборудованием (копрами с качающейся стрелой, деррик-кранами, смонтированными на гусеничном ходу, и т. п.).

Проведение указанных мероприятий откроет широкие перспективы приложения методов скоростного строительства к возведению мостов малых пролетов на многочисленных автогужевых дорогах СССР государственного и местного значения.

Б. Особенности расчета балочных мостов

Расчет деревянных балочных мостов с широко расставленными прогонами обычно производится в предположении, что поперечины над прогонами разрезаны и работают как свободно лежащие балки.

Это допущение идет в запас прочности. Как показывают исследования[1], расчет прогонов с учетом неразрезности поперечин (при фактической обеспеченности таковой) и упругой передачи ими нагрузки дает в различных случаях экономию в материале около 10—15%.

Сами прогоны обычно рассчитываются тоже как свободно лежащие балки на двух опорах.

При определении наибольших напряжений в прогонах автодорожных мостов необходимо располагать нагрузку наиневыгоднейшим образом как поперек, так и вдоль моста.

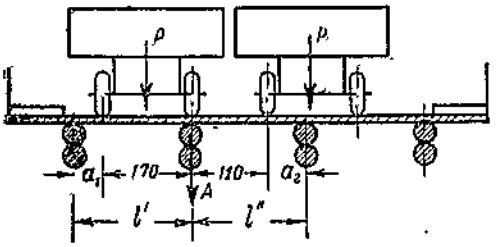


Рис. 441. Схема расположения грузовиков для определения коэфициента поперечной передачи

Невыгоднейшая поперечная установка характеризуется «коэфициентом поперечной передачи» (рис. 441):

$$k = \frac{A}{P} = \frac{1}{2}\left(1 + \frac{a_1}{l'} + \frac{a_2}{l''}\right). \quad (1—65)$$

Величина коэфициента k одинакова для передних и задних колес автомобиля.

На этот коэфициент умножается эквивалентная нагрузка при расчете по ней прогонов балочных мостов[2].

Для небольших балочных мостов невыгоднейшей продольной установкой вдоль моста является обычно расположение самой тяжелой оси над серединой пролета прогона.

Для мостов с одноярусными прогонами при частой расстановке их в поперечном направлении и особенно для мостов американского типа указанный выше метод расчета является неприемлемым. В мостах этих типов расчет прогонов следует производить с учетом упругой передачи на них нагрузки поперечным настилом. Последний рассматривается в этом случае как многопролетная балка на упругих опорах[3], которыми являются прогоны. Число элементов поперечного настила, участвующего в упругой передаче, должно определяться с учетом распределения давления от сосредоточенного груза в направлении продольной оси моста.

Так как в поперечном направлении действует обычно система сосредоточенных грузов, каждый из которых вызывает деформации поперечного настила, частично накладывающиеся друг на друга, рекомендуется строить линии влияния опорных реакций (давлений) для отдельных прогонов.

Построение линий влияния можно выполнить, пользуясь уравнением пяти моментов для балки на упругих опорах.

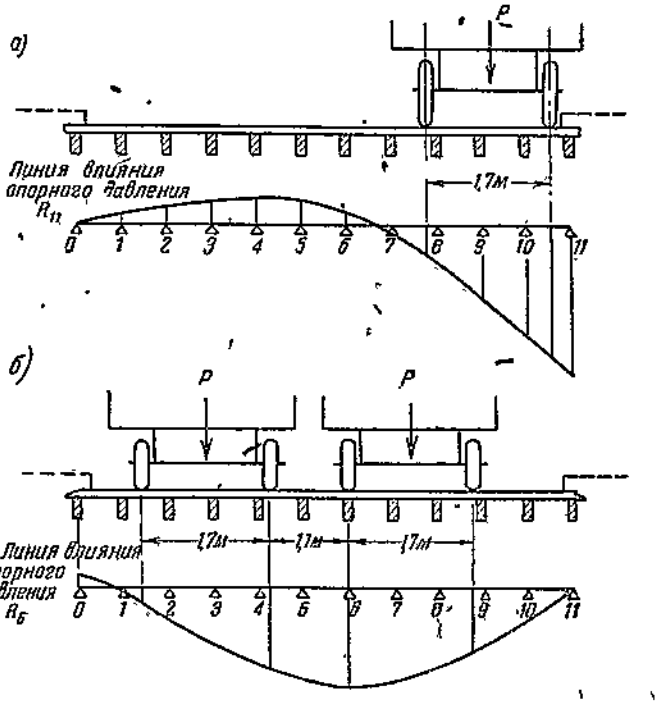


Рис. 442. Линии влияний опорных давлений прогонов с учетом упругой передачи нагрузки поперечным настилом

Согласно исследованию проф. И. Г. Попова (см. [160]) при значениях коэфициента упругой передачи

$$k = \frac{8 l_n^3 J_{np}}{l_{np}^3 J_n} \geqslant 0{,}25, \quad (2—65)$$

[1] См. [159].

[2] А также продольных балок в мостах с пролетным строением в виде ферм.

[3] См. [160], [129].

где $l_н$ и $J_н$ — пролет и момент инерции поперечного настила;
$l_{нр}$ и $J_{нр}$ — то же прогонов,

с достаточной степенью точности можно ограничиться расчетом поперечного настила как пятипролетной балки.

Для предварительного ориентировочного определения сечения прогонов при наиболее употребительных расстояниях между ними от 0,30 до 0,60 *м* и обычных пролетах автодорожных мостов этого типа от 4,0 до 7,0 *м* можно воспользоваться данными табл. 24, в которой *P*—нагрузка на заднюю ось грузовика.

Таблица 24

Коэффициент упругой передачи $k=$	0,01	0,05	0,10	0,15	0,20	Множитель
Ориентировочное значение опорной реакции среднего прогона $R=$	0,407	0,428	0,446	0,458	0,468	$\frac{P}{2}$

где *P*—нагрузка на заднюю ось грузовика.

Характер линий влияния опорных реакций крайнего и среднего прогонов представлен на рис. 442, *а*, *б*.

В. Опоры балочных мостов

Опоры деревянных балочных мостов делаются свайными и рамными.

Свайные опоры (рис. 443, *а*) являются наиболее распространенным типом опор и широко применяются при наличии грунтов, допускающих забивку свай.

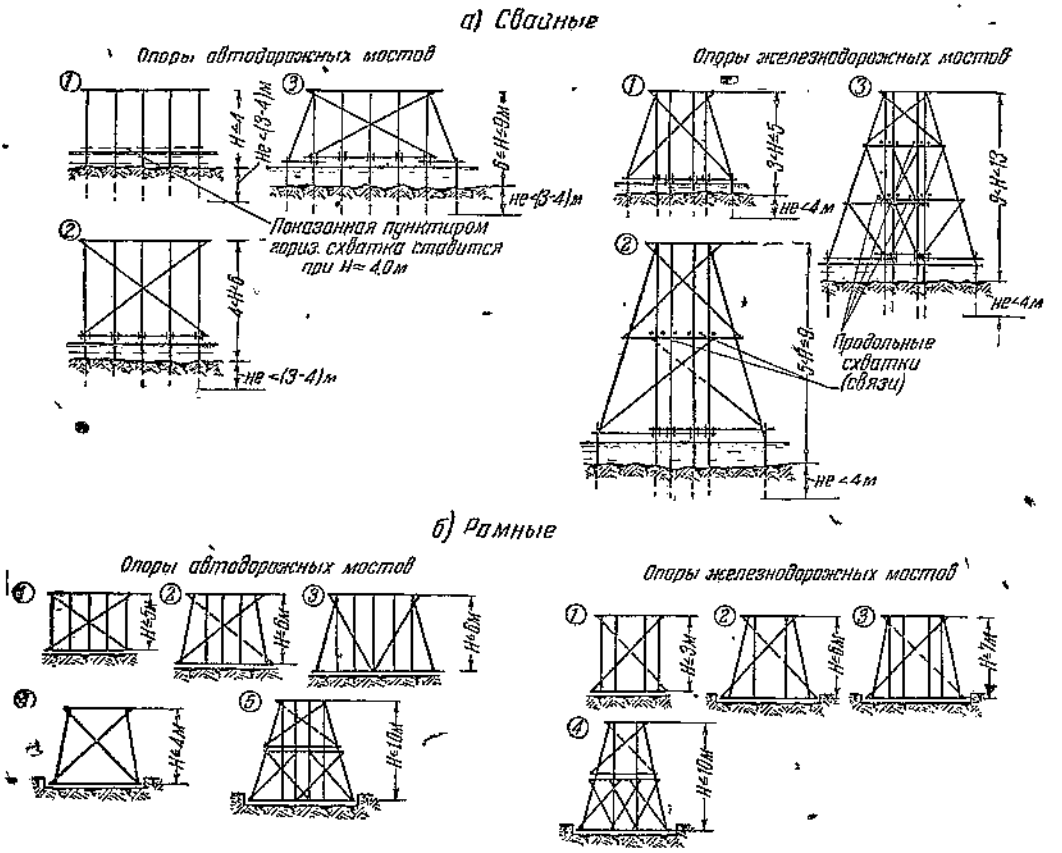


Рис. 443. Схемы свайных и рамных опор

Рамные опоры (рис. 443, *б*) применяются преимущественно в мостах через суходолы и овраги при наличии грунтов, не допускающих забивки свай, в эстакадах, галлереях и т. п.

Существенным преимуществом рамных опор является возможность заводской заготовки элементов и широкой механизации работ по сборке и монтажу опор на месте постройки (рис. 440).

В целях обеспечения максимальной поперечной жесткости опор следует проектировать их с неизменяемой системой поперечных связей (диагональных и горизонтальных схваток).

Опоры рассчитываются на усилия от вертикальной нагрузки и ветра[1].

§ 66. МОСТЫ ПОДКОСНЫЕ И АРОЧНЫЕ—СПЛОШНОГО СЕЧЕНИЯ

А. Подкосные системы (схемы 5—10 табл. 23)

Подкосы, создавая промежуточные опоры, позволяют увеличить в подкосных системах пролет моста при одном и том же сечении прогонов. Однако достигается это усложнением конструкции, главным образом, в месте сопряжения подкосов с опорами.

Примером применения одноподкосной и двухподкосной систем могут служить средние пролеты железнодорожного моста, изображенного на рис. 444.

Прогоны моста по два пакета из двух бревен по высоте под каждую нитку рельсов поддерживаются подкосами, верхний конец которых упирается в сквозную подушку, расположенную поперек моста под прогонами. Нижние концы подкосов имеют шипы и упираются в нижние подушки—схватки *а*, поддерживаемые коротышами, врубленными в сваи на косых зубьях. Распор воспринимается затяжками, состоящими из двух бревен—под каждую нитку рельсового пути.

Для осуществления пересечения длинных подкосов в двухподкосной системе один из них сделан одинарным, другой—парным; соответственное сечение имеют и короткие подкосы.

Расчет одноподкосных мостов производится согласно указаниям § 27 раздела второго.

Так как в двухподкосных мостах стыки прогонов часто делаются не только под основными опорами, но и над промежуточными узлами (рис. 444), прогоны рассчитывают, как разрезные балки пролетом l_1. Расчет обеих систем ведется по линиям влияния[1].

Конструкция, характер работы и методы расчета трапецоидально-подкосных (схема 7 табл. 23) и ригельно-подкосных мостов (схема 8 табл. 23) аналогичны изложенным в § 27 раздела второго[2].

Сочетания описанных выше подкосных систем образуют трапецоидально-подкосно-ригельные (схема 9 табл. 23) и подкосно-арочные (схема 10 табл. 23) системы мостов.

Применение этих систем дает возможность дальнейшего увеличения пролета подкосных мостов при одновременном, однако, усложнении конструкции.

В подкосных мостах, не имеющих затяжек, промежуточные опоры, кроме восприятия сжимающих усилий от вертикальной нагрузки, работают на изгиб от распора, вызываемого временной нагрузкой одного пролета; распор от постоянной нагрузки при одинаковых пролетах уравновешивается[3].

Величина распора от временной нагрузки с учетом упругости опор определяется по формуле (50—27).

Для гибких опор коэфициент k в формуле (50—27) может быть принят по графику рис. 140. Для жестких опор (составного сечения или башенных) ригельно-подкосных мостов, в которых момент инерции опоры значительно превышает момент инерции прогона, k равняется 0,8—1,0; в башенных опорах (при $J_{оп}$ от $50J_{пр}$ до $100\,J_{пр}$) k может быть принят равным единице.

---

[1] См. [39], [161].

[2] См. также [39].

[3] На крайних опорах-устоях распор обычно воспринимается конструкцией опоры (см., например, рис. 444).

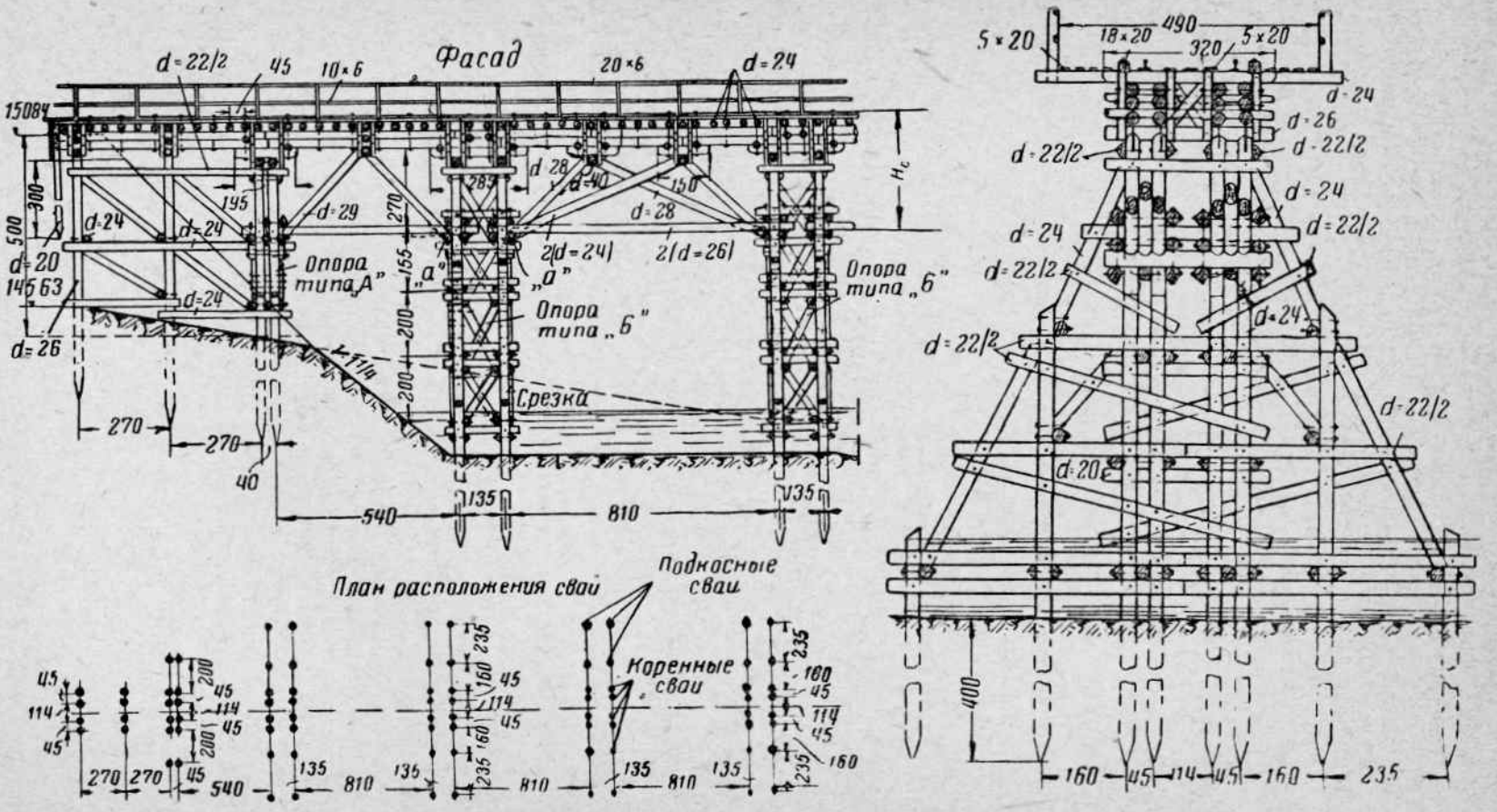


Рис. 444. Мост под железную дорогу с одноподкосным и двухподкосным решением пролетного строения

Так как зона наибольшего изгибающего момента в опоре совпадает с местом примыкания подкосов, неизбежно ослабленным врубками и болтами и наиболее опасным в смысле загнивания от увлажнения водой, стекающей по подкосам, и температурного гистерезиса, гибкие опоры из одного ряда свай следует применять только в подкосных мостах небольших пролетов; при больших пролетах и высоких опорах следует переходить к более мощным и жестким опорам (рис. 444), в частности—к башенным.

Все подкосные мосты, особенно из круглого леса и более сложных систем, относятся к категории кустарных, выполняемых на месте постройки, ввиду чрезвычайного обилия врубок в узлах и неизбежности пригонки их при сборке конструкции. Последнее исключает возможность защиты их от гниения путем заводской пропитки. В связи с изложенным подкосные мосты мало пригодны для индустриального деревянного мостостроения; область применения их в дальнейшем следовало бы ограничить преимущественно временными мостами, рассчитанными на кустарные способы сооружения из местных материалов.

Б. Арочные мосты сплошного составного сечения (схемы 11—13 табл. 23)

Примеры легких арочных клееных пешеходных мостов из заграничной строительной практики даны на рис. 445 и на рис. 42 I ч. курса.

На рис. 446 представлена конструкция арочного моста под автогужевую дорогу с гнутыми параболическими арками типа Эми на гвоздях. Арки стянуты

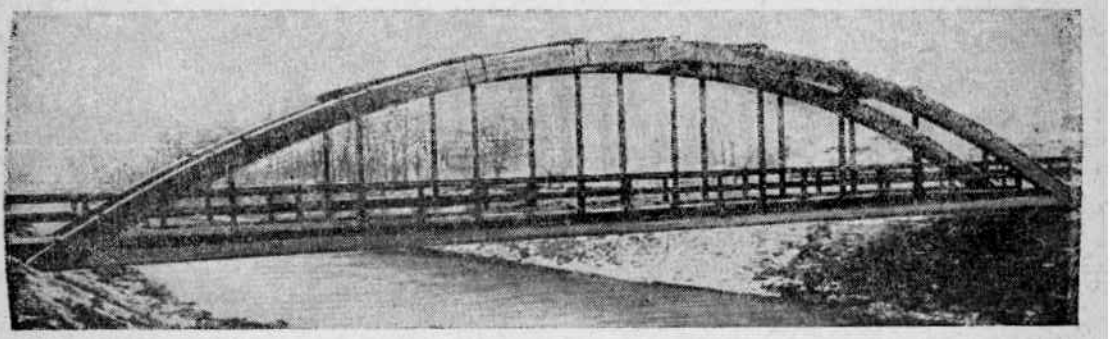


Рис. 445. Пешеходный мост с клееными двухшарнирными арками пролетом 33 *м*

хомутами из полосовой стали. Доски арок выгибались после предварительного пропаривания их и высушивались в изогнутом состоянии.

Деревянные арочные мосты, как видно из приведенных примеров, красивы и конструктивно просты.

Очертание арок рекомендуется назначать по кругу, что более удобно в производственном отношении, а в пологих арках дает малую разницу в расчетных усилиях по сравнению с параболическим очертанием.

При заводском изготовлении клееные арки могут быть выполнены в виде двух полуарок, удобных для перевозки и монтажа. В этом случае стык в ключе арок делается при их установке с помощью жестких накладок.

Опоры арок осуществляются простым упором антисептированных концов в опорную (каменную, железобетонную или дубовую) подушку с изоляцией их несколькими слоями рубероида на тугоплавкой клебемассе. Помимо функций термо- и гидроизоляции несколько слоев рубероида играют роль пластичной прокладки.

Схемы ветровых связей арочных мостов даны на рис. 447.

В качестве продольных горизонтальных ветровых связей желательно использовать жесткость ездового полотна, осуществляемого с перекрестным настилом (рис. 433, *и*) или американским (рис. 433, *к*) настилом, усиленным в горизонтальном направлении подшиваемыми к нему снизу диагоналями.

Горизонтальные опорные реакции этих связей рекомендуется непосредственно передавать опорам моста в уровне проезжей части.

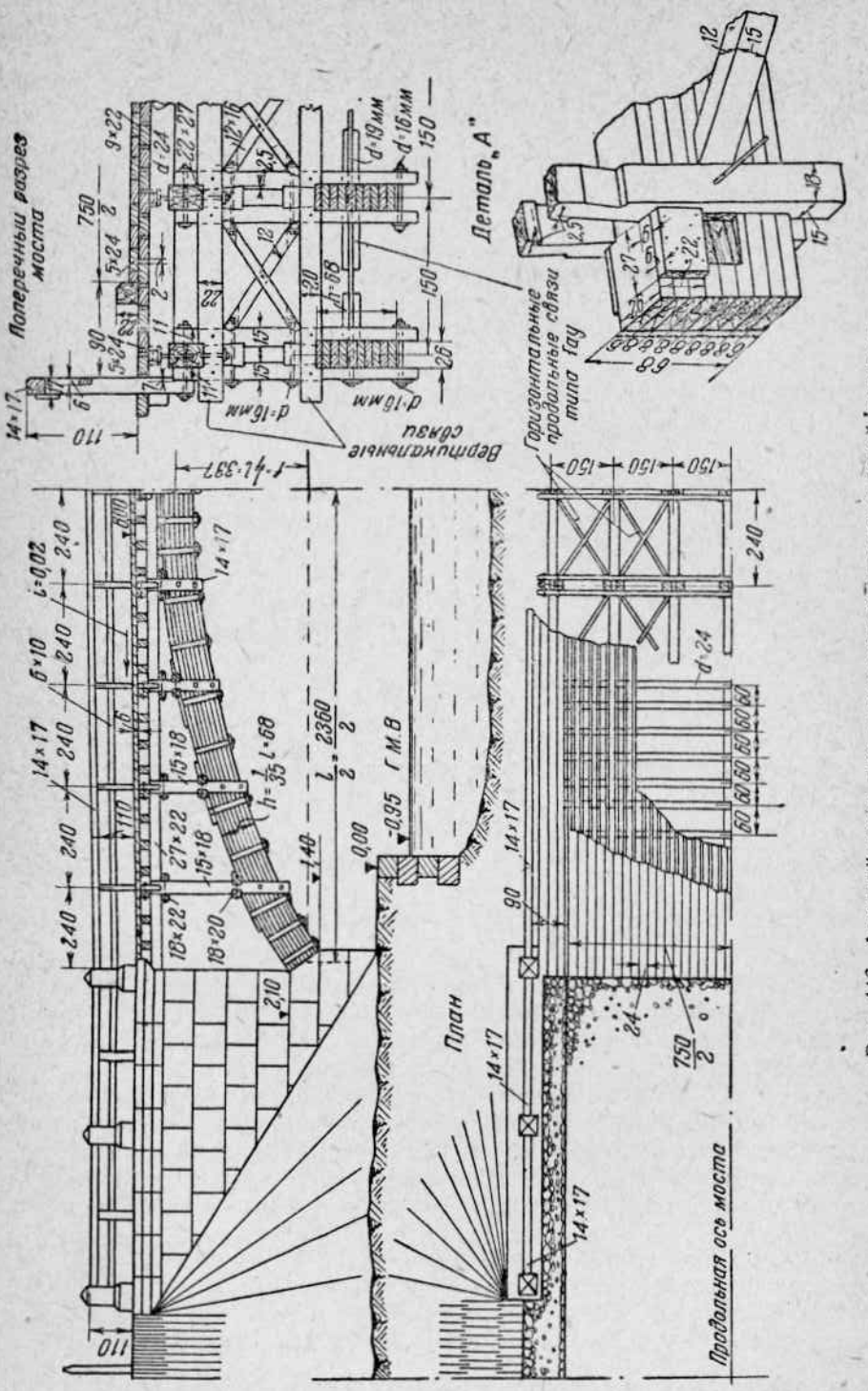


Рис. 446. Арочный мост под автогужевую дорогу с ездой поверху

Продольные связи между арками (см. схему *1*, рис. 447) не обязательны при условии постановки вертикальных связей в плоскости стоек и соответственного расчета арок на ветровое давление и продольный изгиб из плоскости системы, как стержней, закрепленных на упругих опорах (см. выше раздел третий). В случае же устройства горизонтальных свя-

зей между арками рекомендуется осуществлять их с деревянными распорками в плоскости надарочных стоек и металлическими (не требующими защиты обшивкой) крестообразными растяжками (показанными пунктиром на разрезе схемы *1* рис. 447).

При расположении езды посредине связи в верхней части арок могут быть устроены двояко:

а) делаются продольные решетчатые связи между арками в средней части их с опорными рамами—вертикальными (левая половина схемы *2*, рис. 447) или наклонными (правая половина схемы *2*, рис. 447);

б) арки упруго закрепляются на полурамах, образованных жесткими подвесками и поперечными балками проезжей части. Между арками в средней

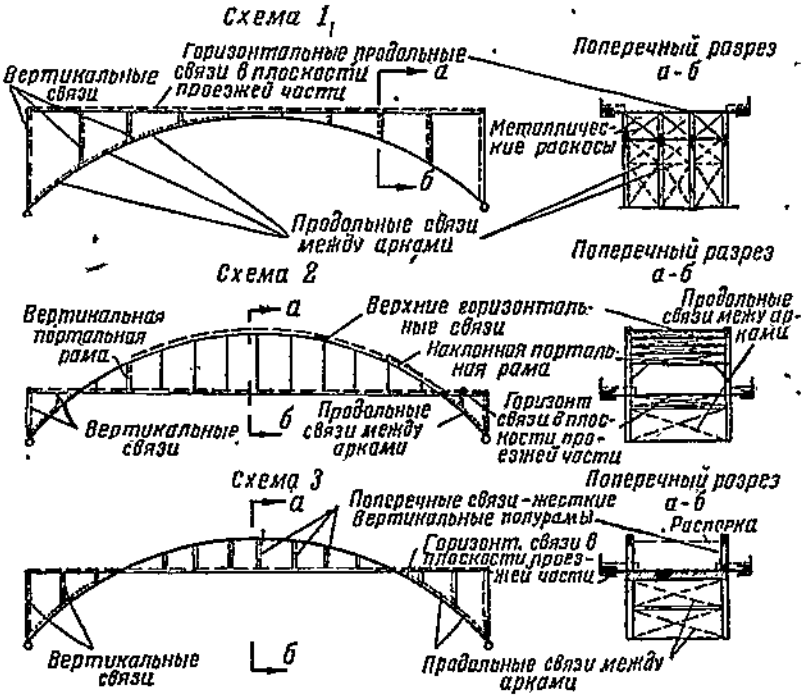


Рис. 447. Схемы ветровых связей арочных мостов

части их при небольшой ширине моста рекомендуется устройство жестких распорок (см. пунктиром на схеме *3* рис. 447).

В плоскости проезжей части и в нижней части арок связи устраиваются аналогично связям арочных мостов с ездой поверху.

Арки и остальные части пролетного строения следует защищать от загнивания при помощи обшивок, устройства водонепроницаемой проезжей части и т. п.

Независимо от обшивки в арках составного сечения на нагелях следует покрывать антисептической обмазкой последующего действия поверхности досок в швах, являющихся одним из наиболее уязвимых мест в отношении загнивания.

Хотя опоры деревянных арок сплошного сечения осуществляются путем опирания их всей площадью поперечного сечения в торце на опорную подушку, арки рассчитываются как двухшарнирные. Это допущение для деревянных арок составного сечения достаточно близко к действительности.

Расчет арок производится по линиям влияния. Распор H определяется по общим правилам (см., например, [89], [108]).

Приближенно для пологих арок постоянного сечения распор от вертикального груза P может быть определен по формуле:

$$H = \frac{^3/_4 Pa(l-a)}{fl}\gamma. \qquad (1—66)$$

Полагая $P=1$, получаем линию влияния H параболического очертания со стрелкой по середине пролета, равной:

$$\eta_{l/2} = \frac{3}{16}\frac{l}{f}\gamma. \qquad (2—66)$$

Ординаты этой линии могут быть взяты из табл. 11.

Для арки с затяжкой коэфициент

$$\gamma = \frac{1}{1+\frac{15}{8f^2}\left(\frac{J_a}{F_a}+\frac{E_a J_a}{E_3 F_3}\right)}, \qquad (3—66)$$

где J_a, F_a и E_a — момент инерции, площадь сечения и модуль упругости арки, F_3 и E_3 — соответствующие обозначения для затяжки.

В арках без затяжки, при передаче распора неподвижным опорам, затяжку можно считать бесконечно жесткой, что отвечает условию $F_3=\infty$, тогда:

$$\gamma = \frac{1}{1+\frac{15r^2}{8f^2}}, \qquad (4—66)$$

где r — радиус инерции сечения арки.

Имея линию влияния H, легко построить линию влияния момента, нормальной и поперечной силы для любого сечения арки.

Расчет и конструирование арок производится в соответствии с указаниями, данными выше в гл. IV раздела первого.

§ 67. СКВОЗНЫЕ СИСТЕМЫ МОСТОВ

А. Сквозные балочные мосты

При расчете автодорожных мостов с ездой поверху и при наличии в пролетном строении нескольких ферм коэфициент поперечной установки определяется как для балочных и подкосных мостов.

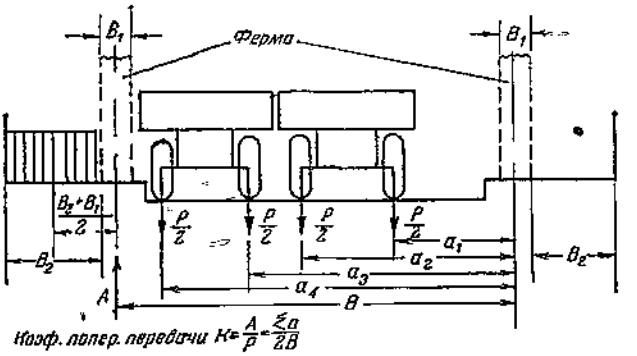


Рис. 448. Схема к определению коэфициента поперечной установки

При двух фермах невыгоднейшим для каждой из них будет загружение находящегося около этой фермы тротуара толпой, а проезжей части—грузовиками, расположенными возможно ближе к рассматриваемой ферме (рис. 448).

1. Подвесные и шпренгельные системы

Подвесные системы (схемы 14—16 табл. 23) являются простейшей формой сквозных конструкций в мостах. Осуществляются они обычно в виде кустарной конструкции из местного леса с применением простейших инструментов и способов сопряжений.

Шпренгельные системы (схемы 17—18 табл. 23) можно и целесообразно применять, когда стеснение подмостового пространства шпренгелем не имеет значения: в мостовых переходах через овраги, в эстакадах, галлереях и т. п.

Рассматриваемые системы в приложении их к мостам могут иметь двоякую конструкцию:

а) при небольших пролетах—в виде комбинированной системы с верхним поясом (балкой жесткости) цельного или составного сечения без стыков на длине пролета;

б) при значительных пролетах—в виде сквозной балочной системы соответствующего очертания со стыками верхнего пояса в местах примыкания к нему стоек. В последнем решении, при трапециевидном очертании системы, обязательна постановка крестообразных растяжек в средней панели между стойками (см. пунктир на схеме 18 табл. 23).

Растянутый нижний пояс («подпружная цепь») в обоих случаях—металлический. Как в том, так и в другом решении осуществляется в н е у з л о в а я передача нагрузки от проезжей части на верхний пояс.

Конструкция и методы расчета обоих вариантов шпренгельной системы освещены выше в разделе втором.

Конструкция легко может быть сделана сборно-разборной. При выполнении из брусьев она весьма пригодна для заводской заготовки с пропиткой деревянных элементов и удобна для транспортирования. При условии сборки и монтажа на месте постройки из готовых элементов с применением соответствующих механизмов она, так же как и балочные мосты американского типа, отвечает требованиям скоростного строительства.

2. Фермы Гау (схемы 19—21 табл. 23)

Ферма получила такое название по фамилии ее изобретателя—Гау (Howe), впервые построившего в 1840 г. в Америке мост с фермами своей системы. С тех пор фермы Гау получили широкое распространение и до настоящего времени являются одной из наиболее употребительных конструкций в деревянном мостостроении.

Фермы Гау обладают высокой надежностью и достаточной жесткостью. Простота конструкции обеспечивает удобство изготовления и сборки. При выполнении из брусьев фермы с успехом могут заготовляться на мостостроительных базах. Существенным достоинством системы является возможность п о д т я г и в а н и я тяжей в процессе эксплоатации.

Фермы Гау представляют собой раскосную систему, пояса и перекрестные раскосы которой выполняются из брусьев или бревен, а стойки—в виде металлических тяжей.

Конструкция узла, решаемого простым упором торца раскосов в подушку, допускает работу раскосов т о л ь к о н а с ж а т и е. Поэтому в средних панелях, где при воздействии временной несимметричной нагрузки усилия в основных восходящих раскосах меняют знак, необходимы встречные раскосы, так как они в этом случае, работая на сжатие, становятся рабочими. При этих условиях металлические стойки всегда работают на растяжение.

В крайних панелях, где знак усилия в основных раскосах не меняется, нет надобности во встречных раскосах, однако они обычно ставятся, так как уменьшают свободную длину на продольный изгиб основных сжатых раскосов.

Чтобы при проходе временной нагрузки все раскосы оставались сжатыми и в них не возникали растягивающие усилия, могущие вызвать отставание торцов раскосов от подушек, при сборке ферм осуществляется предварительное натяжение тяжей.

В мостах больших пролетов для уменьшения длины панели решетка делается шпренгельной. В прошлом для этой цели применялась двухраскосная решетка (см. схему 20 табл. 23).

П о я с а ф е р м Г а у делаются из двух, трех и четырех брусьев или бревен с зазорами между ними для пропуска тяжей и для вентиляции элементов.

Сечение поясов применяется одинаковым на всем протяжении их. Стыки отдельных ветвей пояса делаются вразбежку и размещаются в пределах панелей вне узлов; не исключена однако возможность устройства в отдельных случаях и совмещенных стыков. Стыки обычно решаются на металлических

призматических шпонках с накладками из полосовой стали, так называемых «гребенках».

В верхнем сжатом поясе целесообразна замена «гребенок» простыми накладками и прокладками.

В связи с наличием у «гребенок» ряда недостатков изыскание других способов решения в фермах Гау растянутых стыков является актуальной задачей. В этом отношении заслуживает внимания вопрос о применении когтевых шайб, после опытной проверки их.

Раскосы делаются: основные, восходящие, работающие на сжатие от постоянной нагрузки,—из двух элементов; встречные, нисходящие—из одного элемента. В фермах больших пролетов основные раскосы решаются из трех, а встречные—соответственно из двух ветвей. В месте пересечения раскосы обоих направлений скрепляются друг с другом болтами.

В местах сопряжения раскосов с подушками ставятся металлические или деревянные потайные шипы.

Угол наклона раскосов к горизонту может быть в пределах от 35 до 60°; рекомендуется угол 45°.

Подушки в узлах ферм Гау делаются общими на всю ширину пояса из сухого, отборного дуба, как правило, с поперечным (к плоскости фермы) направлением волокон.

Деревянные подушки должны быть рассчитаны: на смятие их торцами раскосов, на смятие и скалывание во врубках в поясе.

Тяжи стоек ферм Гау применяются диаметром от 20 до 100 *мм*. Число тяжей в одной стойке обычно на единицу меньше числа брусьев в поясе.

В железнодорожных мостах постановка более трех тяжей не рекомендуется, более четырех—не разрешается.

Концы тяжей осаживаются под нарезку. Тяжи необходимо снабжать контргайками для предупреждения развинчивания гаек при прохождении нагрузки. Конструкция узлов должна обеспечивать удобство подтягивания тяжей в период эксплоатации.

Для распределения усилия от металлических шайб тяжей на элементы поясов укладываются нормально к оси последних распределительные, так называемые «подгаечные» брусья из дуба или отборной сосны.

Длина панелей d ферм Гау назначается: при наличии местной нагрузки пояса в панели $d=1{,}40—2{,}5$ *м*; при передаче нагрузки в узлах $d=3{,}0—5{,}0$ *м*.

При езде поверху, небольшом расстоянии между фермами и легкой нагрузке возможна укладка часто расположенных поперечин проезжей части[1] непосредственно на верхний сжатый пояс фермы.

При тяжелой нагрузке, чтобы избежать значительных напряжений в поясах от местного изгиба, поперечины опирают не на пояса, а на специальные прогоны, укладываемые над поясами параллельно им (рис. 449) и передающие давление от поперечин в узлы.

При езде понизу осуществляется преимущественно узловая передача нагрузки. Это решение позволяет избежать местного изгиба растянутого нижнего пояса и, как показывают технико-экономические подсчеты, дает меньшую затрату материала, чем конструкция с внеузловой передачей нагрузки.

Фермам Гау должен придаваться строительный подъем по дуге круга или параболе со стрелой:

в автогужевых мостах $f_{стр}=\frac{1}{300}l$;

в железнодорожных мостах согласно упомянутым выше ТУ [150]

$$f_{стр}=\frac{1}{500}l.$$

На рис. 449 дана конструкция моста под железную дорогу с ездой поверху из брусчатого леса, могущая служить иллюстрацией изложенных выше общих принципов конструирования ферм Гау.

[1] Аналогично конструкциям описанных выше простых балочных и подкосных мостов.

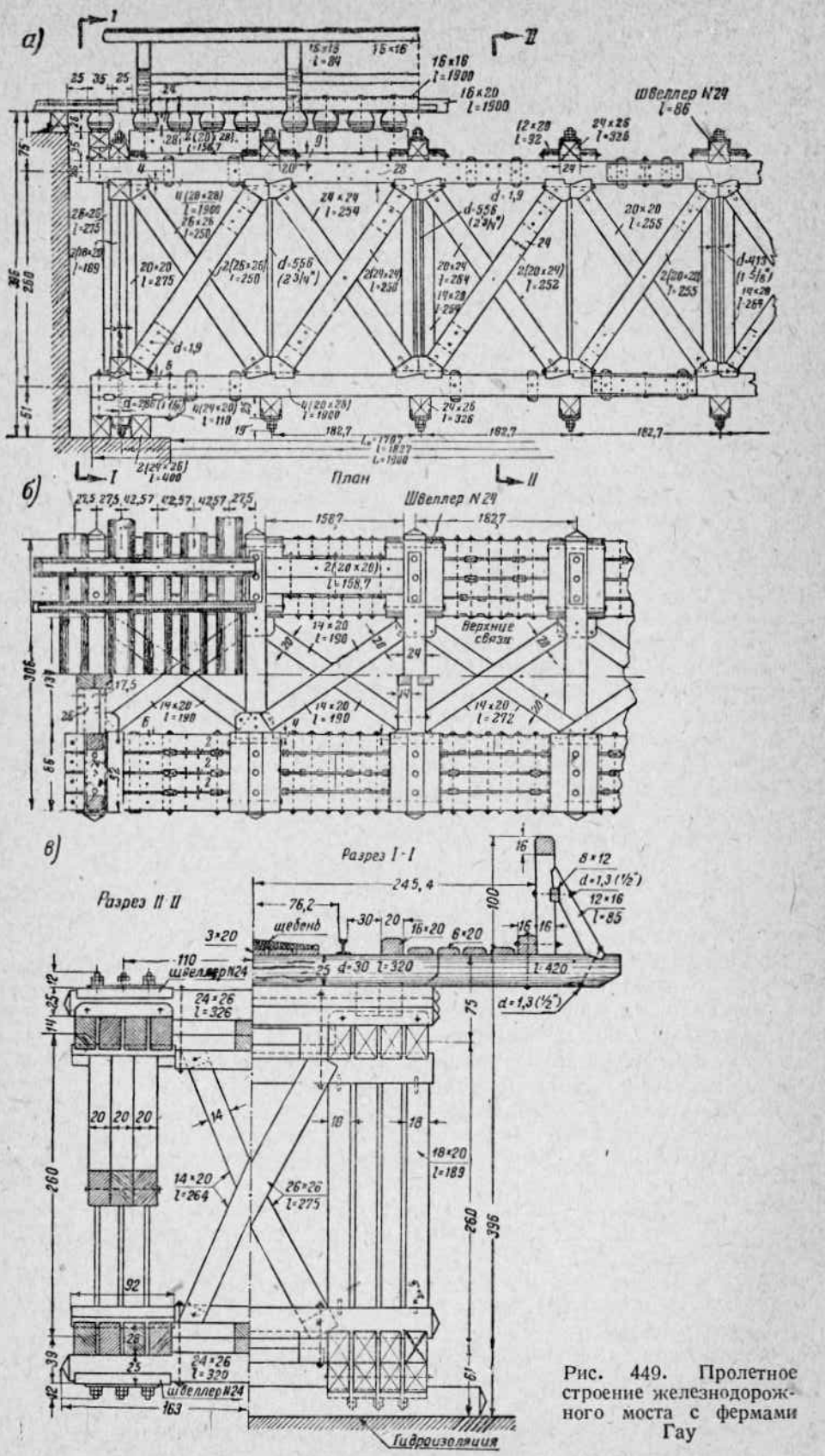


Рис. 449. Пролетное строение железнодорожного моста с фермами Гау

Использование подгаечных брусьев в качестве стоек продольных связей нецелесообразно, так как это требует одновременной сборки обеих ферм.

Фермы Гау рассчитываются в предположении наличия в узлах шарниров. Ввиду того что раскосы могут работать только однозначно—на сжатие, расчет ферм Гау с достаточной степенью точности производится в предположении, что в каждой панели работает раскос лишь одного направления (сжатый). При этом условии усилия в элементах ферм Гау находятся как в статически определимой системе с раскосной решеткой.

Предварительное натяжение тяжей, осуществляемое при сборке ферм, вызывает сжатие в раскосах и растяжение в поясах.

Как показывает соответствующий расчет, усилия в элементах фермы при учете начального натяжения тяжей незначительно отличаются от величины усилий, рассчитанных в предположении работы только основных раскосов фермы[1]. С течением времени (до повторной подтяжки) величина усилий, вызванных начальным натяжением, постепенно уменьшается благодаря пластическому обмятию сопряжений. Поэтому расчет ферм Гау можно производить без учета начального натяжения.

3. Фермы Тауна и Лембке

Фермы Тауна (схема 22 табл. 23), так же как и Гау, изобретены в Америке, в первой половине прошлого столетия. В противоположность фермам Гау эти фермы представляют собой дощатую многорешетчатую конструкцию.

Езда в мостах с фермами Тауна осуществляется, как правило, поверху.

Пояса ферм Тауна делаются из пакетов досок шириной 20—30 *см*, толщиной 5—8 *см* в один, два (а иногда и в три) яруса по высоте (рис. 450). В каждом пакете должно быть не более трех досок по толщине с каждой стороны решетки.

Стыки досок поясов устраиваются вразбежку. В растянутом поясе по две доски в каждом ярусе ставятся в качестве накладок, перекрывающих стыки. Расстояние между стыками должно быть достаточным для размещения нагелей, необходимых по расчету для перекрытия стыков. Количество досок в поясах по длине меняется в соответствии с величиной усилий.

Решетка ферм Тауна делается из двух слоев перекрестных дощатых разреженных раскосов. Толщина досок принимается равной 5—7 *см*, ширина—15—26 *см*; угол наклона раскосов к горизонту—45°.

Пояса скрепляются с решеткой дубовыми нагелями диаметром 25—60 *мм* и болтами диаметром 20—25 *мм* в количестве 25—50% от общего числа нагелей и болтов.

Фермы обжимаются по всей высоте стойками жесткости с расстоянием между ними, равным высоте фермы, но не реже чем через 2,5—3,0 *м*. Опорные стойки делаются из двух-трех брусьев по ширине (рис. 450). При большой высоте ферм ($h > 3{,}0$ *м*) решетчатая стенка укрепляется горизонтальными продольными сжимами.

Верхние и нижние продольные горизонтальные связи осуществляются в большинстве случаев по типу ферм Гау; поперечные вертикальные связи ставятся в плоскостях стоек жесткости.

Наличие большого количества трудно проветриваемых вертикальных швов между дощатыми элементами создает повышенную опасность загнивания ферм Тауна. В связи с этим необходимо обращать особое внимание на противогнилостную защиту конструкции, делая водонепроницаемую проезжую часть и защищая консолями тротуаров наружные поверхности ферм от увлажнения косым дождем, устраивая над поясами покрытия из кровельного железа и т. п.

Швы элементов, защищенные от непосредственного увлажнения, рекомендуется покрывать обмазкой последующего действия. Хорошей мерой является сплошная пропитка ферм креозотом, при обязательном условии дополнительного антисептирования поверхностей всех гнезд для нагелей, просверливаемых в креозотированных досках.

---

[1] Подробнее о расчете ферм Гау с учетом начального натяжения тяжей см. [38].

Примером применения этой системы в железнодорожных мостах, хорошо иллюстрирующим изложенные выше принципы конструирования, является пролетное строение с фермами Тауна, изображенное на рис. 450.

Поперечины мостового полотна уложены на продольные брусчатые прогоны, центрированные по осям ферм. Давление от прогонов передается на пояса ферм при помощи поперечных коротышей—подушек *б*.

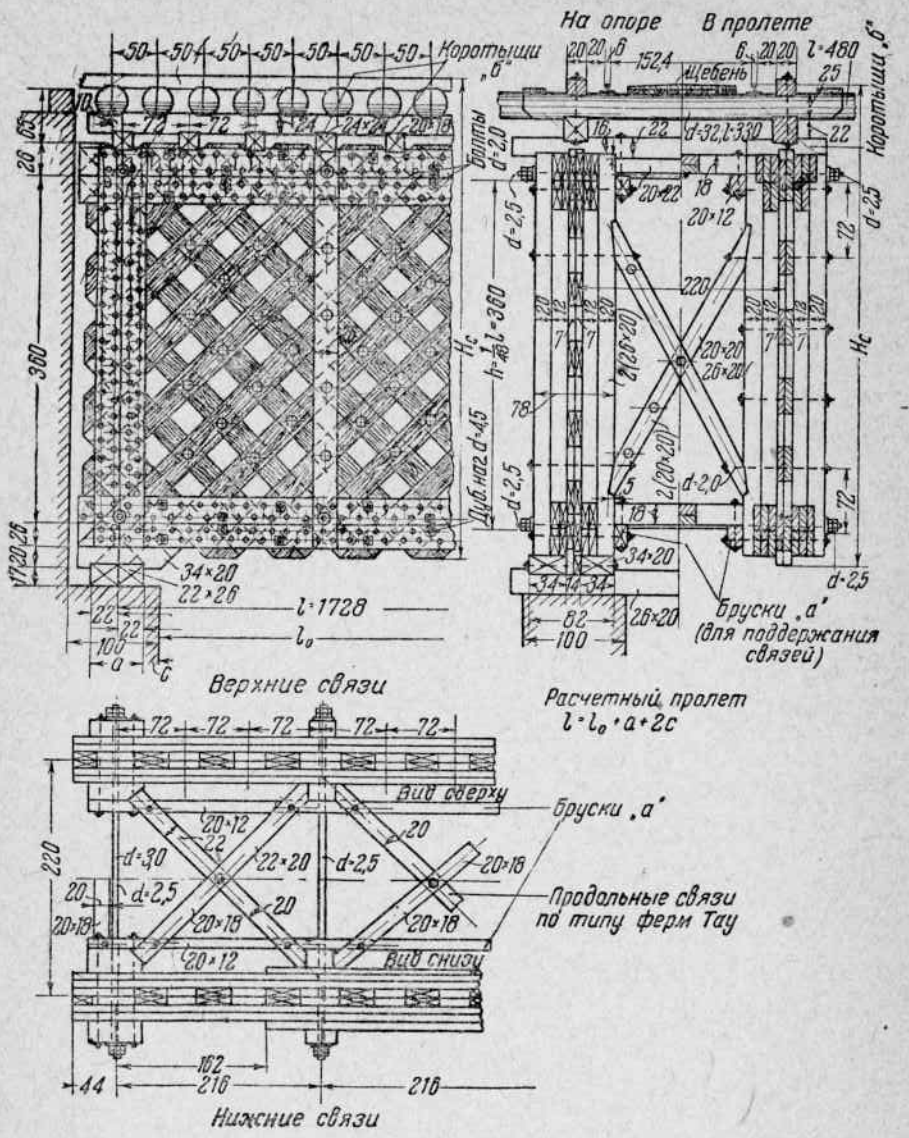


Рис. 450. Пролетное строение железнодорожного моста с фермами Тауна

Точный расчет ферм Тауна как многократно статически неопределимых систем практически не применяется. Усилия в элементах фермы Тауна определяют в предположении, что изгибающие моменты воспринимаются поясами, поперечные силы—раскосами решетки и что усилия в раскосах, пересекаемых одним вертикальным сечением, равны между собой.

При этих предположениях, достаточно близких к действительности, усилие в каждом из раскосов решетки равно:

$$D = \frac{Q}{k \sin \alpha}, \qquad (1—67)$$

где k—число систем раскосов в решетке.

Связи в опорной стойке должны быть рассчитаны на полную опорную реакцию A. Усилия в поясах:

$$U = -O = \frac{M}{h}. \qquad (2—67)$$

По этим формулам могут быть построены линии влияния.

Фермы Лембке (схема 23 табл. 23) по конструкции аналогичны фермам Тауна и отличаются от них тем, что разреженная стенка в фермах Лембке заменена сплошной.

Наличие сплошной стенки значительно ухудшает условия проветривания отдельных досок. Этим объясняется крайне быстрое[1] загнивание ферм Лембке,

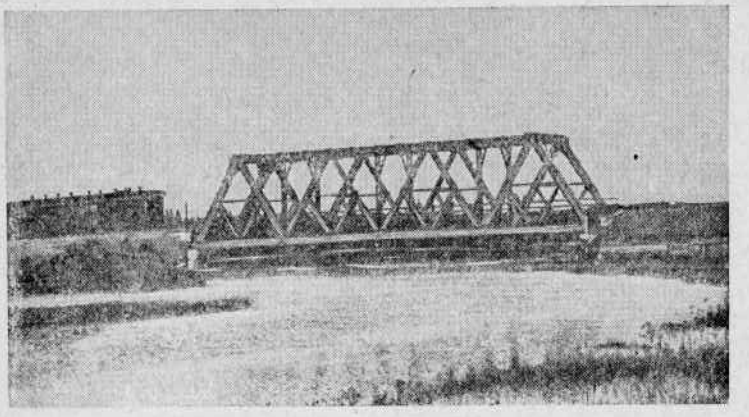


Рис. 451. Мост под железную дорогу пролетом 45 *м* с ездой понизу в СССР

осуществленных из неантисептированной древесины. Фермы Лембке употребляются преимущественно во временных мостах, в подмостях при постройке постоянных мостов и т. п.

4. Балочные фермы с треугольной и раскосной решеткой с новыми узловыми сопряжениями (схемы 24—29 табл. 23)

Помимо описанных выше наиболее употребительных систем деревянных мостов с балочными фермами, в практике современного мостостроения как советского, так и заграничного получили применение некоторые новые конструкции с различными новыми способами узловых сопряжений.

Появление этих конструкций связано с общим направлением развития за последние 2—3 десятилетия новых инженерных деревянных конструкций; в них выражено стремление дать более легкие решения с лучшими технико-экономическими показателями как в отношении затраты материала (особенно металла), так и в отношении трудоемкости процессов заготовки элементов деревянных конструкций и новых типов сопряжений. Ниже приведено несколько примеров таких конструкций.

На рис. 429 дан общий вид открытого с ездой понизу двухпролетного с пролетами $l = 28$ *м* моста под автогужевую дорогу через Буффало—Крик в штате Пенсильвания (в Америке).

Фермы (по схеме 24 табл. 23) изготовлены заводским путем из пропитанных после обработки элементов на гладких кольцевых шпонках с применением в отдельных сопряжениях металлических накладок.

Верхний открытый сжатый пояс закреплен на полурамах, образованных стойками ферм, специальными подкосами и поперечными балками проезжей части. Мост построен в 1936 г.

---

[1] В течение 2—3 лет, а иногда и скорее.

На рис. 451 изображен железнодорожный однопутный мост с ездой понизу, пролетом 45 *м*. Мостовые фермы с треугольной решеткой и дополнительными треугольными шпренгелями осуществлены на специальных вкладышах системы инж. Квятковского[1] и на гладких кольцевых шпонках.

Мост построен в СССР в 1931 г. Выполненный весьма тщательно из доброкачественных строганых искусственно высушенных пиломатериалов, мост безукоризненно служит до настоящего времени. Фермы моста покрашены масляной краской, пояса защищены от непосредственного увлажнения специальными покрытиями над ними в виде лотков из кровельного железа.

Кроме описанного моста инж. А. В. Квятковским осуществлен ряд других, хорошо зарекомендовавших себя в эксплоатации мостов его системы меньших пролетов (см. [163]).

На рис. 452 показаны сечения элементов и решение узла, характерные для железнодорожных мостов инж. Квятковского.

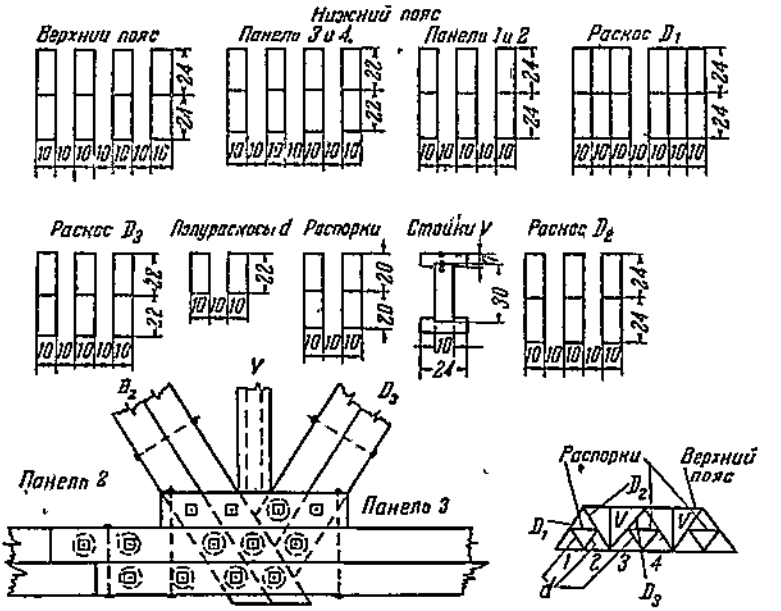


Рис. 452. Сечения элементов и решение узла, характерные для мостов системы инж. Квятковского

Все кольцевые шпонки в узле центрированы в отношении осей сопрягаемых досок, и, следовательно, усушка досок приводит лишь к раскрытию нерабочих швов; вследствие совмещения элементов решетки в одной плоскости удалось избежать в направлении, нормальном к плоскости системы, изгибающих моментов, определяющих иногда значительную деформативность узлов. Опыт восьмилетней безупречной эксплоатации таких узлов в условиях тяжелой знакопеременной нагрузки дает возможность рекомендовать это решение и для дальнейшего применения.

Растянутые стыки в мостовых фермах инж. Квятковского решены на овальных шпонках его системы.

Конструкции с сопряжениями инж. Квятковского вполне пригодны для заводской заготовки и пропитки с последующей сборкой их на месте постройки, как это осуществляется в американских мостах на гладких кольцевых шпонках.

Небольшие пролетные строения железнодорожных мостов могут быть доставлены к месту установки в собранном виде.

---

[1] См. § 52 Б, ч. I курса.

В железнодорожных мостах пролетом 25—30 *м* фермы системы инж. Квятковского дают по сравнению с фермами Гау экономию лесоматериалов, составляющую в среднем 30—35% [163].

В заключение следует отметить высокую жесткость мостов инж. Квятковского, полученную при многократных испытаниях их расчетной нагрузкой.

При увеличении пролетов мостовых балочных ферм с параллельными поясами до 40—50 *м* усилия в решетке ферм становятся настолько значительными, что осуществление узлов при существующих способах сопряжений встречает непреодолимые трудности. Вместе с тем сама решетка получается весьма массивной; при увеличившейся высоте фермы (7—8 *м*) элементы решетки требуют устройства стыков и вся ферма получается тяжелой и неэкономичной.

Весьма показательны в этом отношении фермы Гау с параллельными поясами. Однако и для других систем с таким очертанием (на кольцах Тухшерера, Тауна) указанные выше пролеты являются, повидимому, предельными.

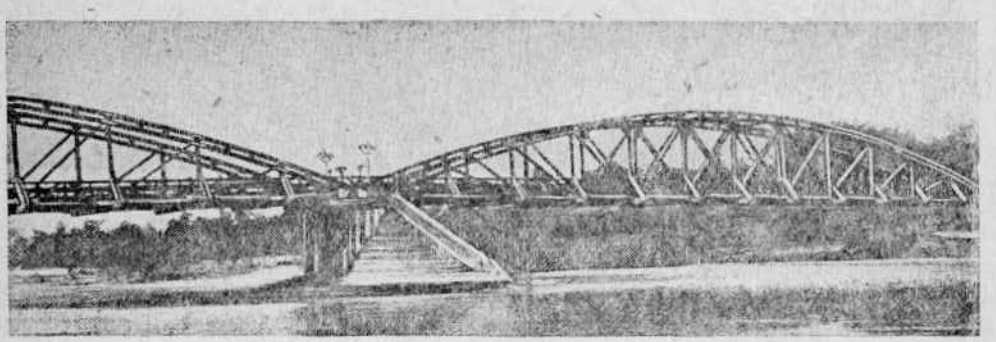


Рис. 453. Мост под автогужевую дорогу пролетом 60 *м* с фермами параболического очертания в Сиаме

Дальнейшее увеличение пролетов в балочных мостовых фермах может быть достигнуто путем перехода к полигональным фермам или, с наибольшей эффективностью, к фермам с криволинейным очертанием пояса.

В этих фермах значительная часть постоянной нагрузки воспринимается верхним сжатым и нижним растянутым поясами, усилия в решетке уменьшаются и вместе с тем облегчается конструкция узловых сопряжений. Ферма в целом становится относительно легче и экономичнее, что вполне понятно, если учесть преобладающее значение постоянной нагрузки в мостах больших пролетов и выгодное для такой нагрузки очертание поясов.

Примером применения в мостах больших пролетов ферм с криволинейным очертанием верхнего пояса является изображенный на рис. 453 многопролетный мост в Сиаме. Параболические фермы моста с пролетами по 60 *м*, с раскосной решеткой, рассчитанные под тяжелую автомобильную нагрузку, выполнены из тикового дерева (Tectona Grandis), отличающегося большой крепостью и необычайной долговечностью, достигающей 2000 лет в некоторых китайских постройках.

Сопряжения в фермах осуществлены на болтах и металлических накладках, что оказалось возможным в данном случае вследствие удачного выбора системы со слабо работающей решеткой и высоких механических качеств лесоматериала.

Б. Сквозные арочные мосты (схемы 30—32 табл. 23)

Примером сквозной арочной конструкции могут служить трехшарнирные серповидные арки на гладких и зубчатых кольцевых шпонках, перекрывающие главный пролет $l=54$ *м* моста под автогужевую дорогу через Долан-Крик в Калифорнии (Америка), построенного в 1934 г. Фермы заготовлялись на строи-

тельном дворе в 80 *км* от места постройки моста. Предварительная сборка ферм производилась в горизонтальном положении на специальном бойке (рис. 454).

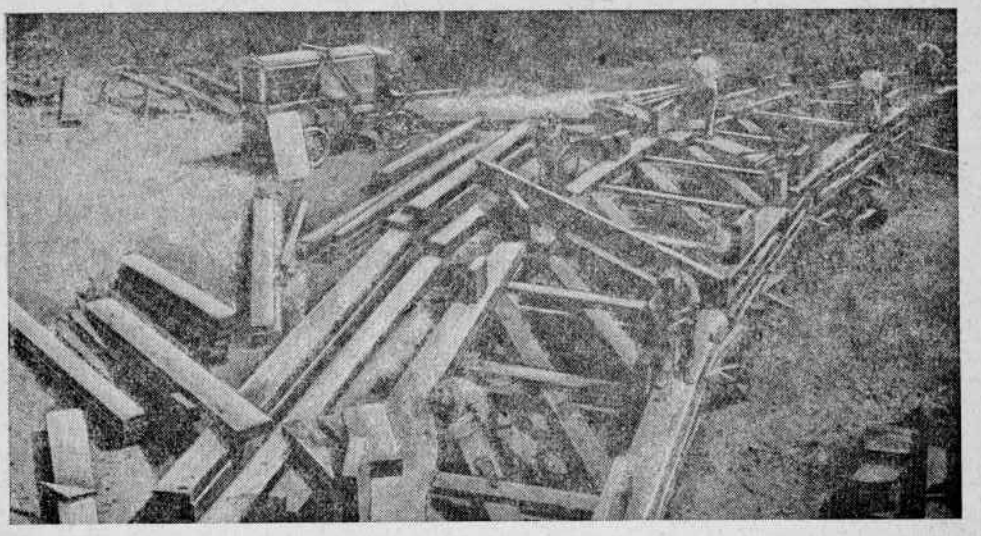


Рис. 454. Предварительная сборка арочных ферм на бойке

После сборки таким способом целого арочного пролета фермы разбирались и перевозились на место постройки. На рис. 455 представлен момент окончательной сборки моста, производившейся с подмостей в вертикальном положении при помощи 5-*т* кабель-крана.

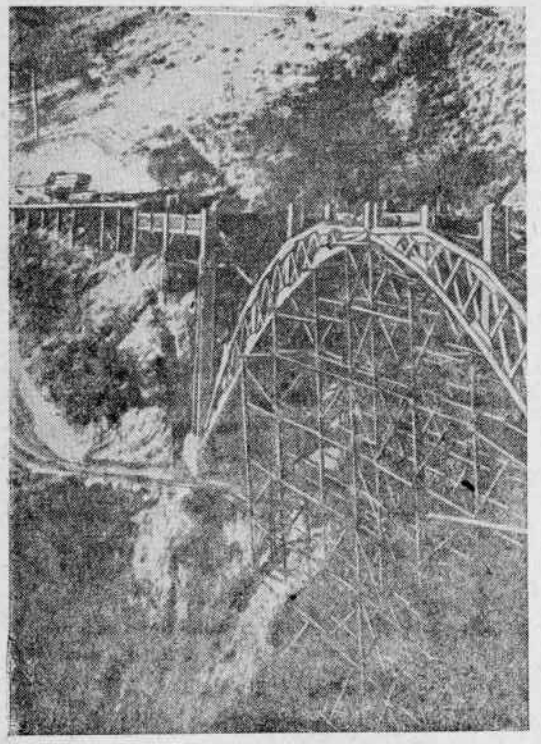


Рис. 455. Монтаж арочных ферм моста под автогужевую дорогу при помощи кабель-крана

Этот пример, а также описанные ниже конструкции висячих мостов показывают, что в США деревянное мостостроение продолжает развиваться по линии не только малых, но и больших пролетов.

Характерными особенностями американского деревянного мостостроения, могущими быть использованными с большим эффектом в нашем строительстве, являются:

1) заводское изготовление конструкций; на месте постройки производится только сборка, хорошо оснащенная механизмами, и

2) выполнение всех конструкций из пропитанных после сушки и полной обработки элементов.

Затруднения, могущие возникнуть при сушке крупномерного леса для мостовых конструкций, в наших условиях в значительной мере устраняются возможностями, которые открывает электросушка древесины.

Наряду с этим нельзя ориентироваться на применение, подобно американскому мостостроению, досок и брусьев крупных сечений, нередко достигающих

размеров 40×15 *см* и больше; при нашем сортаменте лесоматериала следует итти по пути применения составных сечений, особенно клееных, с использованием в дальнейшем при внедрении этого способа сопряжений в практику нашего строительства многослойной водостойкой фанеры.

§ 68. СЛОЖНЫЕ КОМБИНИРОВАННЫЕ СИСТЕМЫ МОСТОВ (схемы 33—40 табл. 23)

А. Общие данные

Применение комбинированных систем наиболее целесообразно в деревянных мостах больших пролетов под автогужевую дорогу по следующим соображениям.

Несмотря на ценные преимущества большепролетных (40—50 *м*) деревянных балочных ферм с криволинейным очертанием верхнего пояса перед фермами такого же пролета с параллельными поясами, первые в смысле решения их в дереве не избавлены от ряда недостатков[1]:

1) При криволинейном очертании длина элементов решетки и угол наклона их меняются весьма значительно.

Вследствие этого нет стандартности в размерах элементов и в конструкции узлов; решение некоторых из них осложняется острым углом примыкания части раскосов к поясам.

2) При увеличении пролета и необходимости сохранения длины панели, в определенных пределах (из условия конструирования проезжей части) угол наклона раскосов выходит за пределы оптимального решения.

Чтобы сохранить нормальный наклон раскосов, приходится прибегать к устройству шпренгелей, сильно осложняющих решетку и ее конструирование.

3) С возрастанием высоты фермы (например, при $l=84$ *м* и $\frac{h}{l}=\frac{1}{7}$, $h=12$ *м*) длина элементов решетки становится весьма значительной; возникает необходимость устройства в них стыков и одновременно увеличивается гибкость стержней. При большой длине и небольших сравнительно усилиях сильно снижается коэфициент использования сечения сжатых элементов вследствие необходимости обеспечить устойчивость их на продольный изгиб. Поэтому решетка получается громоздкой, ограниченность сортамента осложняет ее конструирование, и все это в итоге приводит к нецелесообразному и неэкономичному использованию материала в решетке.

Комбинированные фермы, обладая всеми преимуществами ферм с криволинейным верхним поясом, в то же время избавлены от указанных недостатков. Аналогично фермам с криволинейным верхним поясом они имеют мощный сжатый стержень—гибкую арку, воспринимающую всю или большую часть постоянной нагрузки (в зависимости от системы и метода сборки).

Решетка, заполняющая всю плоскость, ограниченную контуром балочной фермы, в комбинированных системах заменяется средним поясом, подвесками и решеткой, заключенной между параллельными поясами невысокой фермы жесткости, работающей преимущественно на временную одностороннюю нагрузку.

Это дает возможность:

а) при небольшой длине элементов решетки выполнять их без стыков, стандартизировать их длину и повысить коэфициент использования сечения при продольном изгибе;

б) получать при оптимальном угле наклона раскосов нормальную, приемлемую длину панели (3—5 *м*);

в) просто и однотипно решать узловые сопряжения в ферме жесткости и в арке (примыкание подвесок).

В комбинированных системах первоначальное распределение нагрузки между аркой и фермой жесткости, зависящее от соотношения геометрических размеров системы и сечений отдельных элементов ее, изменяется под влиянием нарастающих с течением времени дефор-

[1] В особенности при дальнейшем увеличении пролета.

маций как отдельных сопряжений, так и всей системы в целом. Вследствие меньших деформаций в арке, чем в ферме жесткости, возрастает доля нагрузки, передающаяся на арку, что при достаточно длительной эксплоатации может привести к передаче на арку всей постоянной нагрузки. Поэтому представляется целесообразным рассчитывать арку в предположении, что весь распор от постоянной нагрузки передается на арку.

Естественное распределение нагрузки между аркой и фермой жесткости может быть изменено искусственным путем в момент постройки.

В распорных системах перераспределение усилий производится замыканием нижнего пояса фермы жесткости после установки пролетного строения на опоры и передачи всей постоянной нагрузки на арку, что предусматривается соответствующим методом сборки.

В безраспорных системах работа арки на всю постоянную нагрузку может быть достигнута или приданием ферме жесткости при сборке на бойке конструктивного строительного подъема, после чего уже производится устройство арки, или подтяжкой подвесок, для чего должна быть предусмотрена надлежащая конструкция их прикрепления к арке (см. ниже рис. 458, *а*).

При подтяжке в элементах безраспорных комбинированных систем возникают усилия, вызывающие уплотнение сопряжений и способствующие устранению в них рыхлых деформаций, что повышает монолитность и жесткость системы в целом. Подтяжку следует регулярно производить и в дальнейшем, в течение всего периода эксплоатации конструкции. Одновременно этим устраняются провисания, неизбежно появляющиеся в деревянных фермах с течением времени.

Возможность подтяжки, присущая безраспорным комбинированным системам, является, как и в фермах Гау, большим достоинством конструкции.

Наконец, весьма важным является несомненное конструктивное преимущество комбинированных систем перед всякими решетчатыми, балочными и арочными фермами в отношении защиты конструкции моста от непосредственного увлажнения ее атмосферными осадками.

Это позволяет использовать в них эффективный, описанный выше конструктивный прием борьбы с гниением, обеспечивший исключительную долговечность старинных деревянных мостов.

Основные принципы решения следующие.

В мостах комбинированной системы с ездой по верхнему поясу фермы жесткости (схемы 33—36 табл. 23 и ниже рис. 457) устройство водонепроницаемого слоя (гидроизоляции) под ездовым настилом проезжей части создает надежную защиту от увлажнения всех рабочих элементов последних и верхнего пояса фермы. Консоли тротуаров в значительной мере предохраняют решетку и нижний пояс фермы жесткости.

Однако при косом дожде или снеге эти части все же могут подвергнуться намоканию. Полная защита их достигается применением обмазки последующего действия, одновременно служащей защитой от вредного влияния диференциальной конденсации. Все доступные влаге щели и швы элементов (внутренние поверхности которых антисептируются обмазками) должны промазываться клебемассой для предохранения антисептика последующего действия от выщелачивания при непосредственном воздействии случайно попавшей влаги.

В пролетных строениях с ограниченной высотой, где езда осуществляется по нижнему поясу фермы жесткости, гидроизоляционный слой под ездовым полотном предохраняет от увлажнения только элементы проезжей части и нижний пояс фермы жесткости. Верхнюю часть фермы жесткости следует защищать крышей из кровельного железа и боковой обшивкой (например из асбофанеры), обращая особое внимание на вентиляцию обшитых частей и водонепроницаемость мест сопряжений боковых обшивок с проезжей частью, крыши над верхним поясом—с подвесками и пр.

Так решается вопрос о конструктивной защите этих частей, представляющий обычно наибольшие трудности вследствие большого количества отдельных элементов и их пересечений (в узлах).

Предохранение арки и деревянных подвесок (или стоек в распорных системах с расположением арки под фермой жесткости) не представляет затруднений. Арка защищается легкой крышей из кровельного оцинкованного железа и боковой обшивкой из асбофанеры и т. п. с оставлением воздушных продухов для вентиляции (рис. 457 и 458,*а*). Такой же обшивкой защищаются подвески.

Бо́льшие трудности представляет защита подобным способом верхних продольных связей между арками в комбинированных системах с ездой посредине или понизу.

При устройстве гибких подвесок устройство таких связей неизбежно. В этом случае крестообразные раскосы связей следовало бы делать металлическими в виде тяжей из круглой стали, а стойки—распорки деревянными, защищая последние аналогично аркам.

Лучшее решение может быть получено при отказе от верхних продольных связей. В этом случае необходимо иметь жесткие подвески и достаточную высоту поперечных балок проезжей части для создания жестких полурам, воспринимающих ветровую нагрузку на подвеску и арку и обеспечивающих устойчивость последней по принципу открытых мостов (схема *а* рис. 456). Это решение особенно целесообразно в широких мостах (рис. 456, *б*).

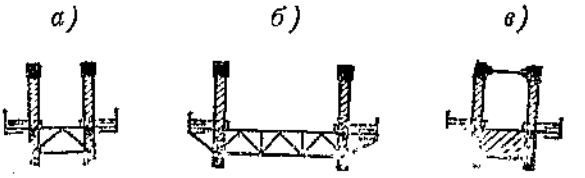


Рис. 456. Схематические поперечные разрезы мостов с жесткими полурамами

Между арками могут быть оставлены распорки (рис. 456, *в*), защита которых не представляет затруднений (путем обшивки аналогично аркам).

Устройство деревянных наклонных опорных (портальных) рам представляет конструктивные затруднения.

Несмотря на небольшую ветровую нагрузку (благодаря незначительной площади арки и подвесок) в опорных рамах приходится иметь дело с суммированной нагрузкой (величина которой возрастает с увеличением пролета).

Конструкция поперечных рам и полурам дает дифференцированную передачу этих усилий на систему нижних связей по всей длине моста и прекрасно увязывается с общим решением (рис. 457).

Б. Безраспорные и распорные комбинированные системы с деревянной аркой (или цепью) (схемы 33—37 табл. 23)

Примером применения безраспорных комбинированных систем в сооружениях мостового типа с легкой нагрузкой может служить изображенная выше на рис. 432 (см. также схему 35 табл. 23) эстакада для откатки вагонеток пролетами от 20 до 27 *м*, построенная фирмой Тухшерер.

Все пролеты, кроме одного, перекрыты безраспорной системой, состоящей из жесткой балки с деревянной подпружной цепью, целесообразной лишь в небольших мостах с легкой нагрузкой.

Фермы по схеме 34 табл. 23, известные под названием ферм Лангера, в мостах небольшого пролета под легкую нагрузку (пешеходных и т. п.) могут конструироваться подобно фермам, описанным выше в гл. V второго раздела.

Примером фермы Лангера в мостах больших пролетов может служить проект моста пролетом l=52,5 *м* под автогужевую дорогу (рис. 457); в основу проекта положены принципы, изложенные выше.

Фермы осуществлены по схеме 33 табл. 23, имеющей определенные преимущества перед обычно применяемой схемой 34. Схема 34 обладает следующими конструктивными недостатками:

а) передача распора только на нижний пояс вызывает в нем большие растягивающие усилия, что осложняет конструкцию как самого растянутого элемента, так и острого опорного узла;

б) пояса фермы жесткости при постоянном и одинаковом их сечении плохо используются, устройство же поясов переменного и разного (для верхнего и нижнего пояса) сечения представляет большие неудобства при конструировании самих поясов и узловых сопряжений.

Эти недостатки устраняются в решении фермы по схеме 33, где распор передается на оба пояса фермы жесткости. Придав ей в процессе сборки системы конструктивный строительный подъем для передачи всей постоянной нагрузки на арку, мы получим в каждом из поясов усилие, равное половине распора системы от постоянной нагрузки.

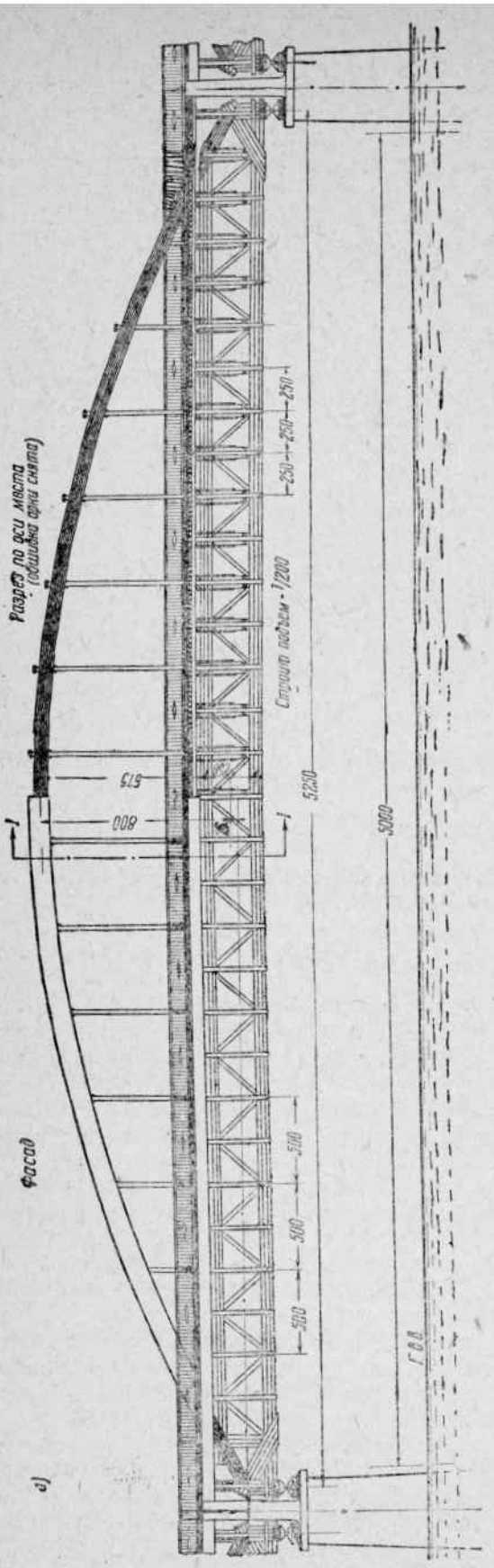


Рис. 457а. Конструкция пролетного строения моста под автогужевую дорогу с фермами Лангера пролетом 52,5 м

В результате при воздействии временной и постоянной нагрузок максимальные усилия в поясах будут незначительно отличаться одно от другого и по абсолютной величине будут существенно меньше, чем усилия в поясах системы, выполненной по схеме 34.

Это существенно облегчает решение растянутых поясов и стандартизирует конструкцию стыков и узлов.

Вместе с тем конструкция опорного узла фермы по схеме 33 (см. ниже рис. 458, *б*) получается немногим сложнее, чем в схеме 34.

Наряду с этим схема 33 имеет и свои недостатки: стрела подъема f (при данной высоте всей системы) в ней меньше, чем по схеме 34, что приводит к соответствующему увеличению распора.

Возможные конструктивные решения основных узлов фермы Лангера больших пролетов даны[1] на рис. 458.

Сопряжение подвески с аркой (узлы *6* и *8* схемы 33 табл. 23) составного сечения из гнутых брусьев на нагелях изображено на рис. 458,*а*.

Подвески в виде коробчатых балок могут быть выполнены с фанерной стенкой (из водостойкой фанеры на гвоздях и шурупах) или с перекрестной стенкой из двух слоев тонких досок с каждой стороны.

Внизу брусья подвесок обхватывают с двух сторон пояса фермы жесткости и прикрепляются к ним на кольцевых шпонках. Одновременно подвески надежно связываются с поясами поперечной балки, образуя с последней полурамы, обеспечивающие жесткость пролетного строения в поперечном направлении (рис. 457).

Конструкция прикрепления подвесок к арке обеспечивает надежное закрепление

[1] Применительно к конструкции согласно рис. 457.

арок жесткими полурамами и позволяет осуществлять в процессе эксплоатации подтяжку подвесок, благодаря свободному перемещению жестких концов в зазорах между ветвями арок.

Поверка устойчивости арок, закрепленных на подвесках как на упругих опорах, выполняется в соответствии с указаниями раздела третьего.

Расчет подвесок и полурам может быть выполнен по принципу равнопрочности на основе следующих соображений:

Задавшись сечением подвески и получив при этой жесткости подвесок удовлетворительные результаты (при проверке устойчивости арок по методу проф. Тимошенко в направлении, нормальном к плоскости фермы), находим наибольший изгибающий момент, могущий быть

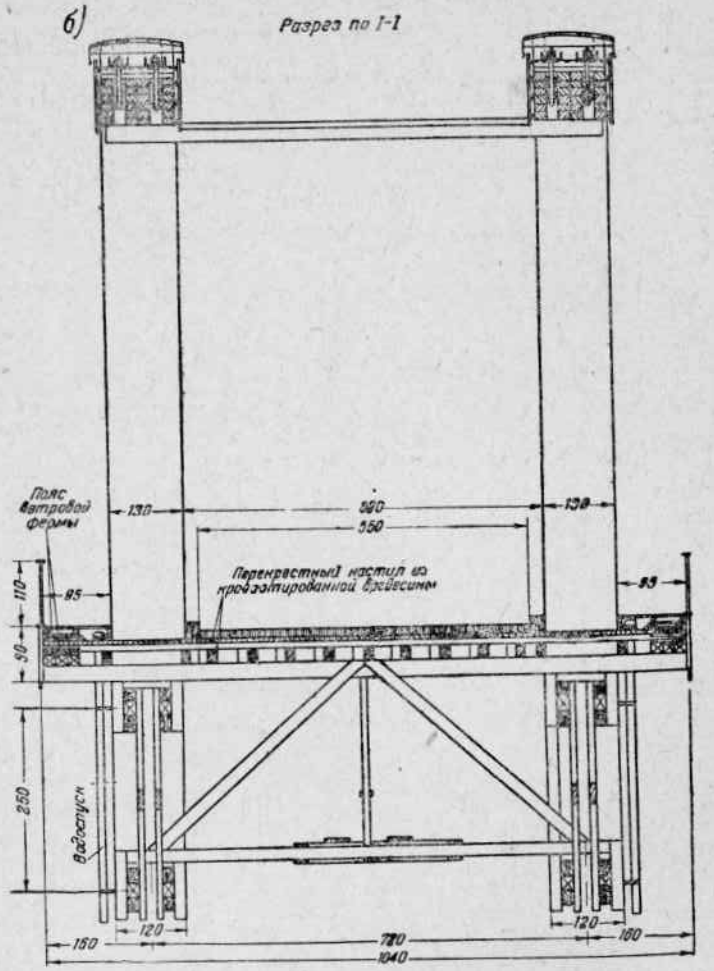


Рис. 457б. Конструкция пролетного строения моста под автогужевую дорогу с фермами Лангера пролетом 52,5 *м*

воспринятым подвеской принятых размеров в опасном сечении—на уровне закрепления ее в проезжей части

$$M_{max} = [\sigma] W, \qquad (1-68)$$

где $[\sigma]$—допускаемое напряжение на сжатие;

$W = \frac{W_{нт}}{0{,}8}$ — расчетный момент сопротивления подвески составного сечения на податливых связях.

При высоте подвески h (расстояние от опасного сечения до конца подвески) получим условную силу P_p, вызывающую изгиб подвески:

$$P_p = \frac{M_{max}}{h}, \qquad (2-68)$$

зная которую и учитывая, кроме того, основные усилия в подвеске от вертикальной нагрузки и действия ветра, можем рассчитать подвеску и остальные части поперечных полурам.

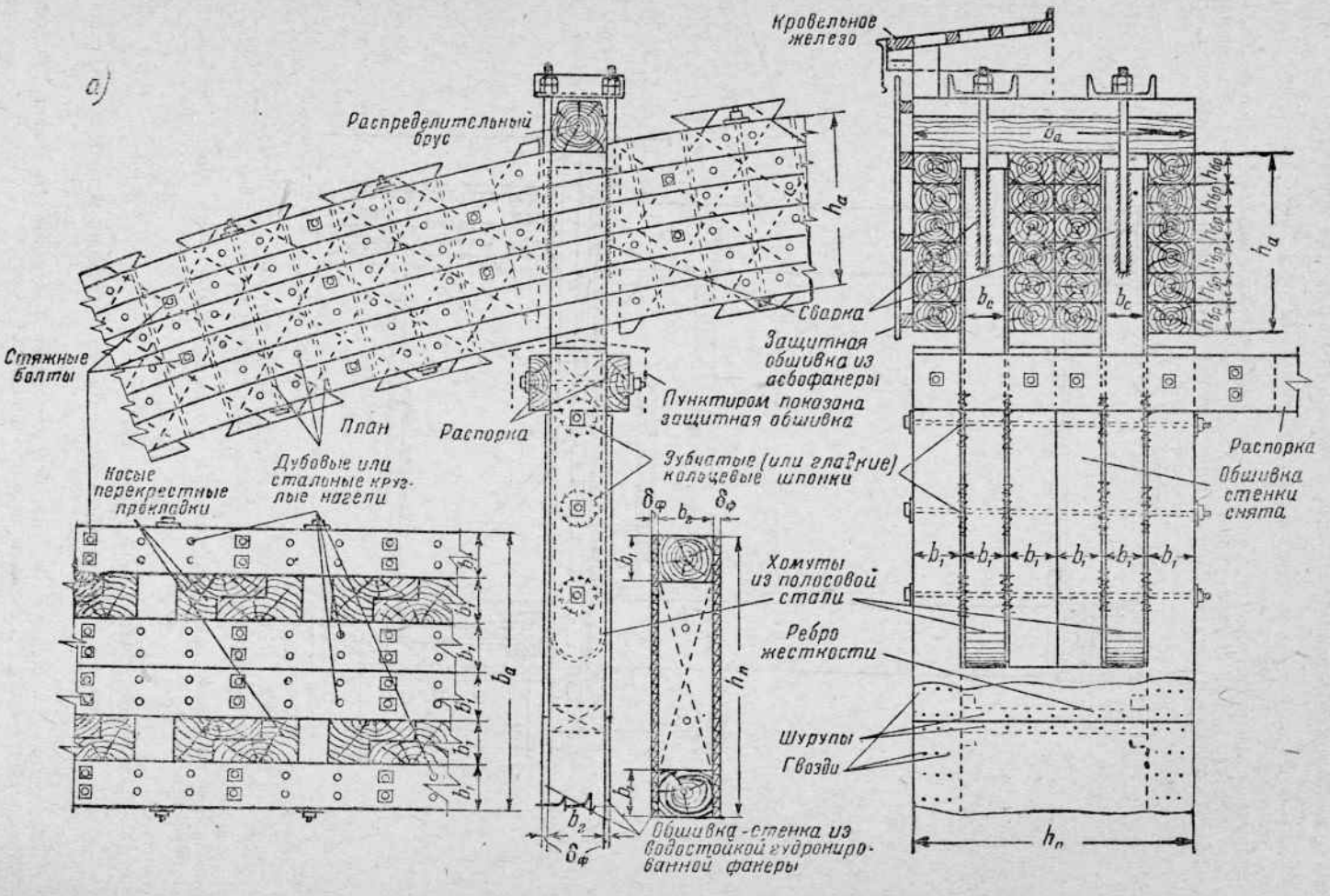


Рис. 458а. Детали конструкции ферм Лангера больших пролетов в автогужевых мостах

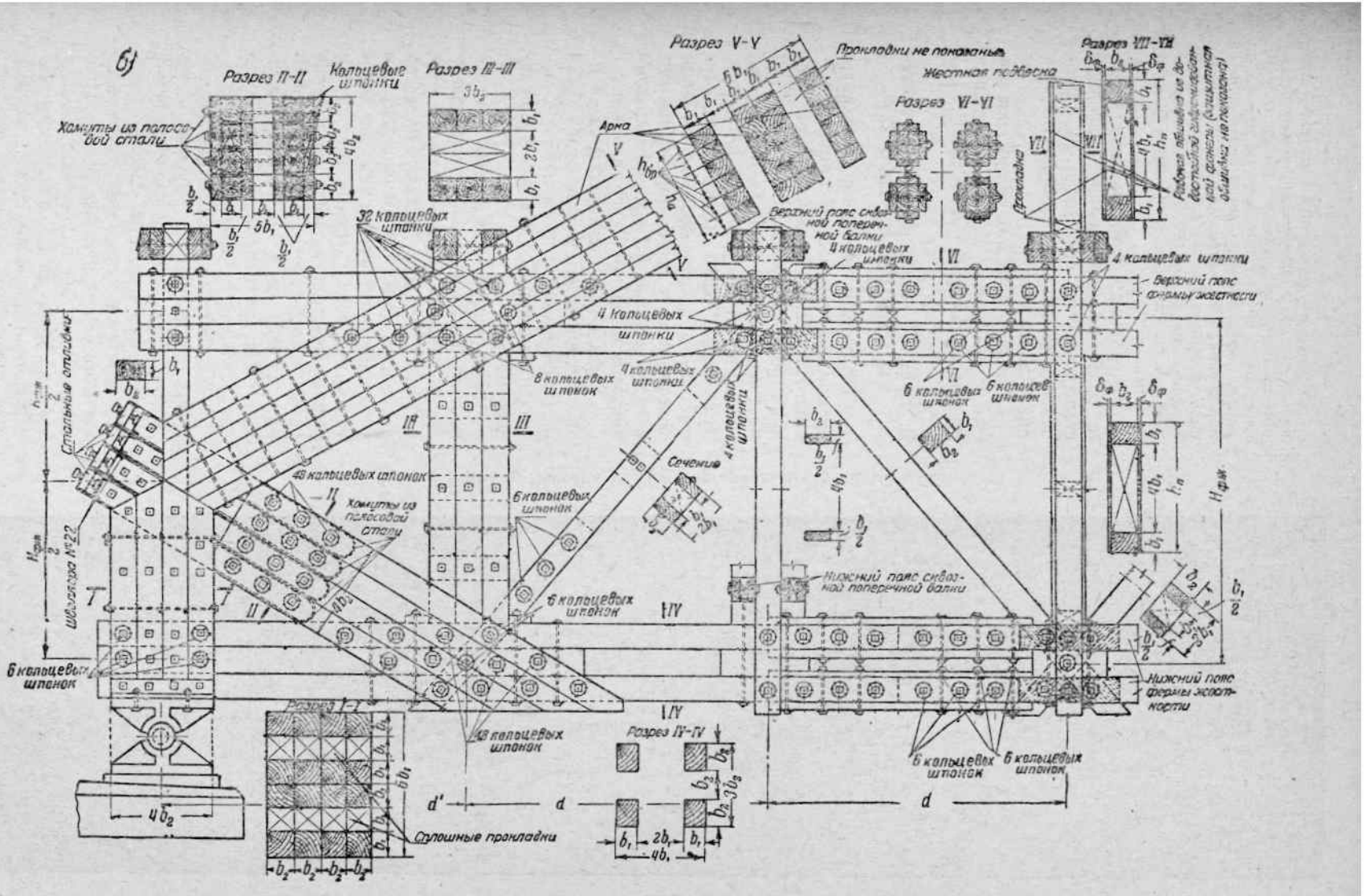


Рис. 458б. Детали конструкции ферм Лангера больших пролетов в автогужевых мостах

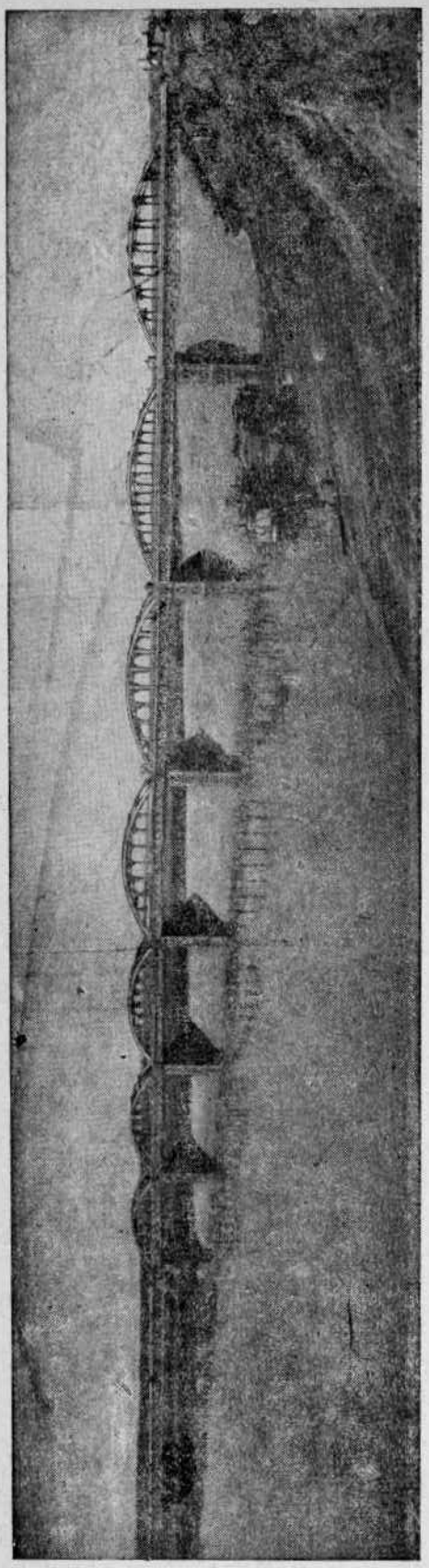


Рис. 459. Мост с фермами Лангера больших пролетов, построенный в СССР

Учитывая возможные искривления арок моста из-за неточностей, допущенных при производстве работ, что вызывает внецентренное приложение нормальных усилий в арках, представляется целесообразной поверка рам на условную поперечную силу в каждой точке сопряжения арки с подвесками $Q=0{,}02\,N$, где N—нормальное усилие в арке (см. выше раздел третий).

Возможная конструкция опорного и промежуточного узлов и стыков фермы жесткости на кольцевых шпонках изображена на рис. 458 б.

На рис. 459 дан общий вид моста с фермами Лангера больших пролетов, построенного в СССР.

В. Висячие комбинированные системы (схемы 38-40 табл. 23)

Пределы применения смешанных висячих мостов весьма широки: начиная с легких пешеходных мостиков пролетом около 15 *м* и кончая мостами пролетом 100—150 *м* под тяжелую автодорожную погрузку. Эти мосты легко могут быть осуществлены в виде сборно-разборной конструкции с транспортабельными металлическими и деревянными элементами заводского изготовления.

Указанные достоинства смешанных висячих систем делают их весьма пригодными к применению в мостах на пионерных дорогах и в военных мостах.

Для мостов этих типов в местностях, богатых лесом, возможно и другое, весьма целесообразное в этих условиях решение: доставка на место постройки только элементов цепи и металлических креплений и изготовление всех деревянных частей (фермы жесткости, пилонов и даже устоев) из местного, преимущественно круглого леса, на который должна быть ориентирована в этом случае вся конструкция.

Неоспоримое преимущество висячих систем перед другими определяется возможностью навесной сборки при помощи кабель-крана. Характерным примером оптимального применения таких систем являются мосты над глубокими ущельями, на горных реках с бурными внезапными паводками, когда устройство сборочных подмостей дорого и затруднительно.

Примером современных американских висячих мостов с деревянной фермой жесткости и деревянными пилонами является мост под автогужевую дорогу пролетом, равным 105 *м* (345 футов), в Орегоне, изображенный на рис. 460. Сопряжения деревянных частей моста—на гладких кольцевых шпонках; цепь—стальной кабель из оцинкованной проволоки.

Езда осуществляется по низу фермы жесткости, верхний пояс которой закреплен поперечными полурамами.

Расположение проезжей части по верхнему поясу фермы жесткости, если позволяют требования подмостового габарита, более рационально.

Такое решение упростило бы крепление проезжей части к фермам, повысило бы поперечную жесткость пролетного строения путем устройства значи-

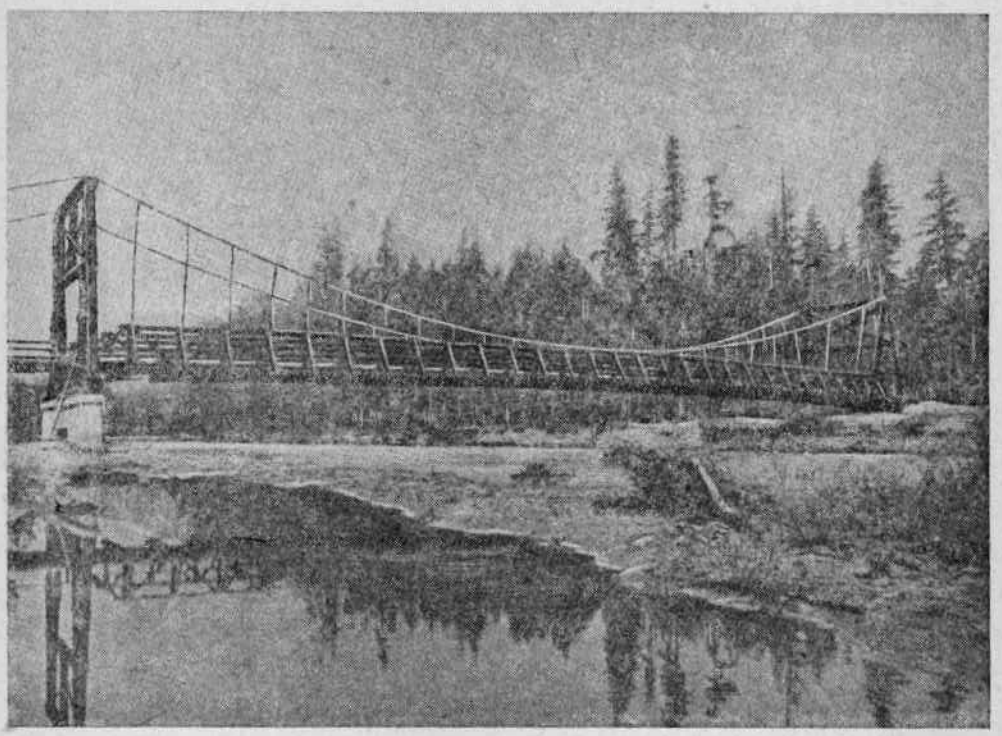


Рис. 460. Висячий мост пролетом 105 *м* в Орегоне (Америка)

тельно более жестких поперечных связей с крестовой решеткой и позволило бы при помощи проезжей части защитить фермы жесткости от увлажнения атмосферными осадками.

Все деревянные элементы моста были заготовлены заводским путем и после пробной сборки пропитаны под давлением по способу ограниченного поглощения.

Стальные части моста были оцинкованы и покрашены за 2 раза алюминиевой краской.

На рис. 461 изображен вантовый мост пролетом $l=132$ *м* с деревянной проезжей частью, построенный в СССР.

Г. Расчет комбинированных систем как чисто деревянных—распорных и безраспорных, так и смешанных—висячих с достаточной высотой фермы жесткости (при $\frac{l}{h} > 70$), производится, как указано выше[1] в гл. II и V второго раздела.

Для приближенного определения распора H можно пренебречь деформациями решетки фермы жесткости и подвесок. В рассматриваемых системах, имеющих

[1] См. также [165], [169] [171] и [176].

ферму жесткости с параллельными поясами, это дает практически достаточно точные значения H, сильно упрощая расчет.

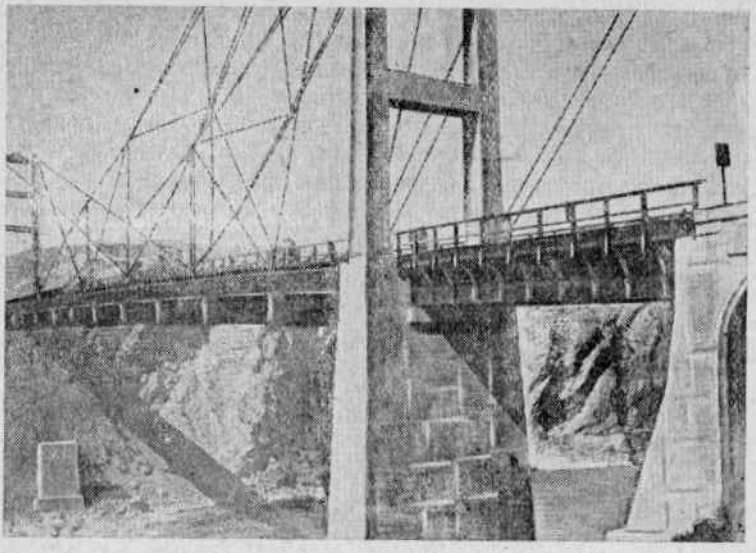


Рис. 461. Вантовый мост пролетом 132 *м*, построенный в СССР

В висячих мостах с металлической цепью следует определять распор от температуры.

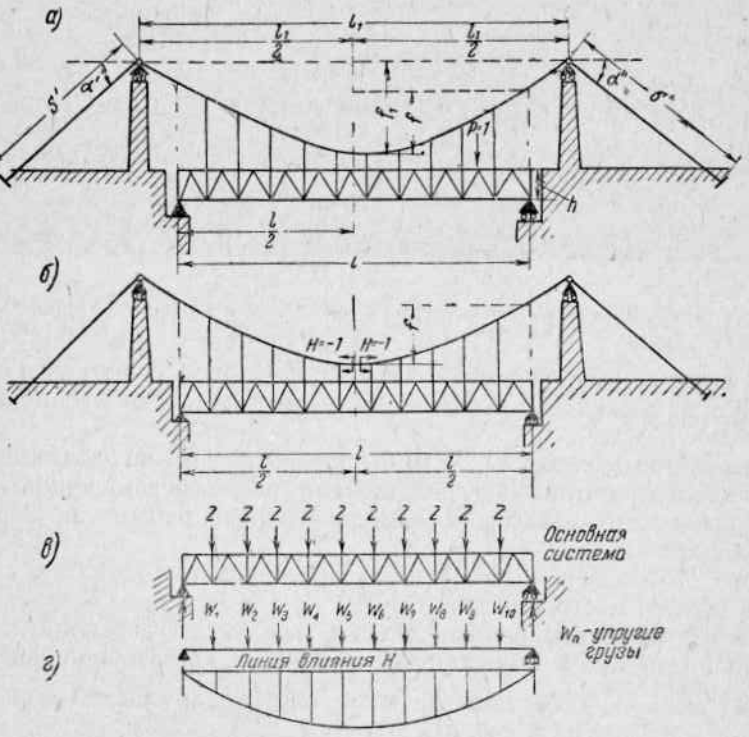


Рис. 462. Схема к расчету комбинированной системы

Рассматривая линию влияния H, как непрерывную кривую, можно приближенно заменить ее параболой со стрелкой, определяемой по формуле (2—66).

В этой формуле γ—коэфициент распределения нагрузки между аркой (или цепью) и балкой жесткости, известный из предыдущего и указанный для распорных и безраспорных систем с деревянной гибкой аркой в гл. V раздела второго. Для схемы 33 табл. 23 при равенстве площадей сечения верхнего и нижнего поясов ($F_в=F_н=F_б$):

$$\gamma = \frac{1}{1 + \frac{15}{16}\frac{h^2}{f^2}\left[0{,}5 + \left(1 + \frac{16}{3}\frac{f^3}{l^3}\right)\frac{F_б}{F_a}\right]}, \qquad (3\text{—}68)$$

где F_a—площадь сечения арки.

Для висячих мостов (рис. 462) при сквозной ферме жесткости

$$\gamma = \frac{1}{1 + \frac{15}{16}\frac{h^2}{f^2}\frac{s_0}{l}\frac{EF_б}{E_ц F_ц}}, \qquad (4\text{—}68)$$

где $E_ц$ и $F_ц$—модуль упругости и площадь поперечного сечения цепи;

E и $F_б$—модуль упругости и средняя площадь поперечного сечения поясов фермы жесткости.

При сплошной балке жесткости:

$$\gamma = \frac{1}{1 + \frac{15}{8}\frac{s_0}{f^2 l}\frac{EJ_б}{E_ц F_ц}}, \qquad (5\text{—}68)$$

где $J_б$—момент инерции балки жесткости. Остальные обозначения те же, что и выше.

$$s_0 = l_1\left(1 + \frac{16}{3}\frac{f_1^2}{l_1^2}\right) + \frac{s'}{\cos\alpha'} + \frac{s''}{\cos\alpha''}. \qquad (6\text{—}68)$$

Обозначения, входящие в эти выражения, ясны из схемы на рис. 462.

Пользуясь коэфициентом γ, можно вычислить в висячих мостах распор от температуры по формуле:

$$H_t = \alpha t E_ц F_ц (1-\gamma). \qquad (7\text{—}68)$$

Построив линию влияния H, легко найдем линии влияния остальных элементов комбинированной системы, пользуясь формулами, указанными в гл. V раздела второго.

ГЛАВА IV

ЛЕСА И КРУЖАЛА ДЛЯ ВОЗВЕДЕНИЯ ИНЖЕНЕРНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

§ 69. ПРИНЦИПЫ КОНСТРУИРОВАНИЯ И ОПИСАНИЕ ВОЗВЕДЕННЫХ КРУЖАЛ

А. Общие данные и основные системы кружал

К р у ж а л а служат для возведения арочных, сводчатых и купольных конструкций.

Кружала несут опалубку, являющуюся формой для укладки бетона; при возведении каменных конструкций они придают тесаным камням положение, предусмотренное проектом. Кружала и опалубка должны точно соответствовать очертанию проектной кривой арки, свода или купола, так как всякое отклонение от проектного очертания приводит к расхождению между действительной работой конструкции и расчетными предположениями.

Деформация кружал под нагрузкой или случайная осадка фундаментов могут привести к недопустимому увеличению напряжений в элементах возводимой конструкции, если размер деформаций превышает допустимые пределы, которые определяются преимущественно конструкцией и материалом сооружения, а также порядком его возведения.

Поэтому все сопряжения элементов кружал должны обеспечивать по возможности непосредственную передачу усилий без применения сложных врубок. Напряжения во всех элементах не должны превышать допускаемых. Тщательной приторцовкой в производстве работ нужно обеспечить плотное прилегание сминаемых площадок по всей поверхности, предусмотренной расчетом.

Так как во временных вспомогательных сооружениях это не всегда может быть осуществлено, за последнее время в изготовлении кружал и лесов получили широкое применение гвоздевые деревянные конструкции, поскольку гвозди дают начальное плотное сопряжение отдельных элементов.

Однако даже при самом тщательном конструировании и выполнении кружал все же неизбежна некоторая осадка их как упругая, так и, главным образом, неупругая, являющаяся следствием деформаций обмятия и рыхлых смещений в соединениях, просадки опор и т. д.

Чтобы избежать вредного влияния деформаций на конструкцию арок, свода или купола, кружалам всегда придают строительный подъем.

Кружала, рассчитанные на кратковременную эксплоатацию, возводятся из еловых и сосновых бревен, пластин, брусков и досок, как правило, III сорта[1].

Для сильно напряженных элементов, в частности, для отдельных ходовых досок, дощатых несущих прогонов, затяжек и растянутых элементов ферм допускается применение пиломатериалов III сорта при условии дополнительной отбраковки их согласно требованиям, предъявляемым ко II сорту в отношении сучков и трещин.

Применение дубовых клиньев, подушек и шпонок рекомендуется только в элементах, подверженных значительным напряжениям смятия поперек волокон.

Для обеспечения многократного использования лесоматериалов кружала следует по возможности конструировать в виде сборно-разборных сооружений.

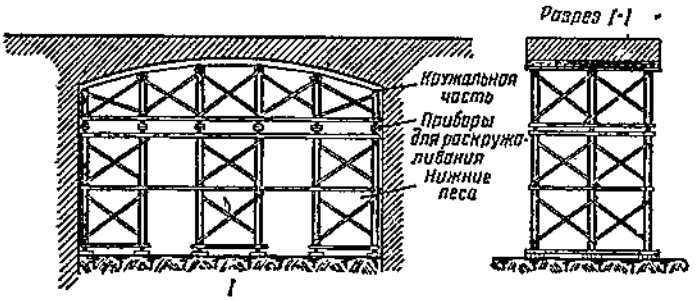


Рис. 463. Стоечные кружала

Выбор системы кружал определяется габаритными данными возводимого сооружения, его пролетом, возвышением над землей, эксплоатируемыми путями сообщения, способами раскружаливания и т. п.

В большинстве случаев кружала делятся по высоте на два яруса: нижний—неподвижные леса, и верхний—собственно кружальную часть.

Для того чтобы при раскружаливании не опускать полностью всей конструкции лесов, приборы для раскружаливания (домкраты, клинья и т. п.) располагаются по верху нижних лесов; на эти приборы непосредственно опираются стойки собственно кружальной части (рис. 463). Приборами для раскружаливания пользуются также для регулирования кружал по высоте во время их возведения.

Многочисленные системы кружал, применяемые на практике, можно свести к следующим характерным типам: 1) стоечные кружала; 2) подкосные кружала; 3) ригельно-подкосные кружала; 4) веерные кружала; 5) кружала комбинированных систем и 6) кружала по фермам.

Стоечные кружала (рис. 463) состоят из вертикальных стоек, связанных между собой по фасаду и в поперечном направлении горизонтальными схватками и раскосами.

Эта система кружал применяется в тех случаях, когда нет необходимости в больших свободных пролетах под сооружением для пропуска транспорта. Она проста в выполнении, но вследствие большого числа стоек требует значительного расхода леса.

[1] Деревянные вспомогательные конструкции кратковременного назначения со сроком службы не более 1 года проектируются по ГОСТ 573-41.

Стоечные кружала целесообразно применять только для низких и пологих габаритов. Наибольшее распространение стоечные кружала получили в американском строительстве.

В подкосных кружалах (рис. 464) вертикальные стойки верхнего яруса заменены через одну подкосами, упирающимися в стойки нижних лесов.

Это решение дает возможность вдвое уменьшить количество стоек в нижних лесах, освобождает габариты для движения под кружалами и позволяет сократить число приборов для раскружаливания.

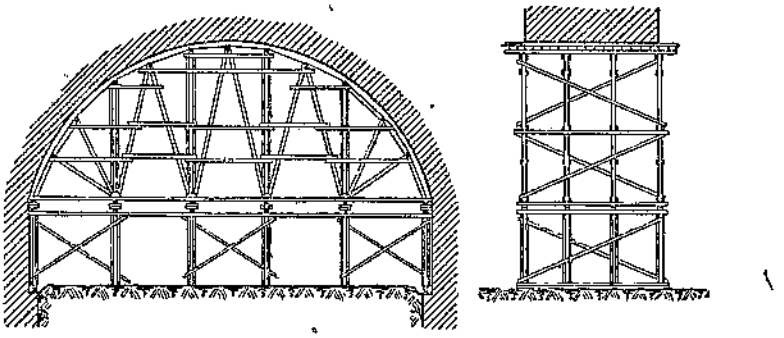


Рис. 464. Подкосные кружала

Подкосная система требует меньшего количества леса, чем стоечная, но в производстве работ она немного сложнее.

Еще большее уменьшение числа стоек нижних лесов дает применение ригельно-подкосной системы кружал (рис. 465).

В связи с уменьшением расхода лесоматериалов, простотой изготовления и свободой подкружальных габаритов ригельно-подкосная система кружал оказывается во многих случаях наиболее выгодной; этим и объясняется большое ее распространение.

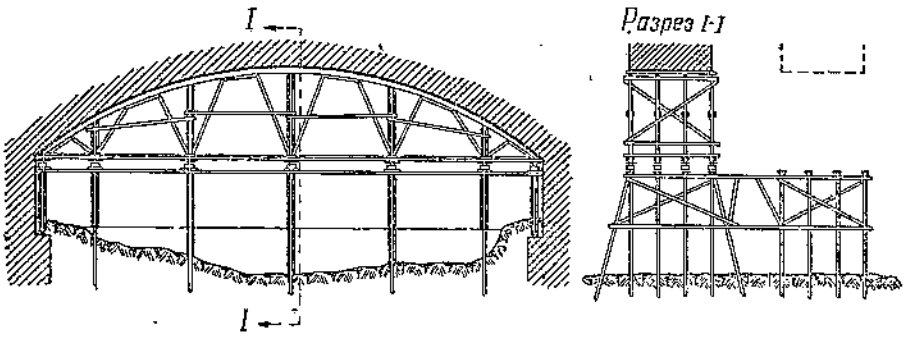


Рис. 465. Ригельно-подкосные кружала

Как в подкосных, так и в ригельно-подкосных системах кружал должно быть обеспечено надежное восприятие распора путем постановки затяжек.

В веерной системе кружал (рис. 466) подкосы, непосредственно подпирающие кружала, веерообразно лучами расходятся из нескольких опорных точек.

Основным достоинством таких кружал является прямая передача «торец в торец» усилий от нагрузки непосредственно опорам.

Веерные кружала применяются, главным образом, в случаях, когда нужно ограничить до минимума число опорных фундаментов, например при строитель-

стве мостов над рекой, необходимости оставления отверстия для судоходства и т. п. Это решение является наилучшим и для случаев, когда при большой ширине свода целесообразно устройство подвижных кружал.

В строительной практике применяются также всевозможные комбинации вышеописанных систем (рис. 467).

Если устройство промежуточных опор невозможно или нецелесообразно вследствие большой высоты проема, для перекрытия больших пролетов применяют кружала по деревянным фермам.

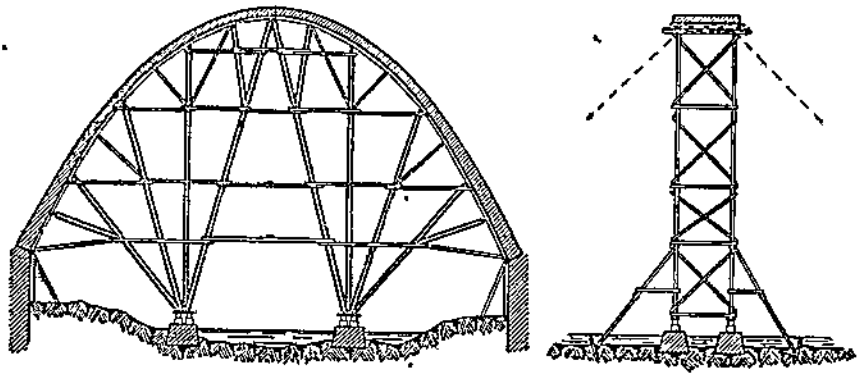


Рис. 466. Веерные кружала

При возможности восприятия распора, как правило, применяются распорные фермы в виде двухшарнирных или трехшарнирных арок.

Обычно трехшарнирные арки выполняются из сегментных ферм; иногда решетчатые фермы заменяются балками со сплошной стенкой.

По ширине возводимой арочной конструкции под каждым ребром устанавливается одно или несколько однотипных кружал; в сплошном своде кружала размещаются равномерно по всей его ширине. При большом количестве арочных ребер или при большой ширине сводчатого покрытия рекомендуется приме-

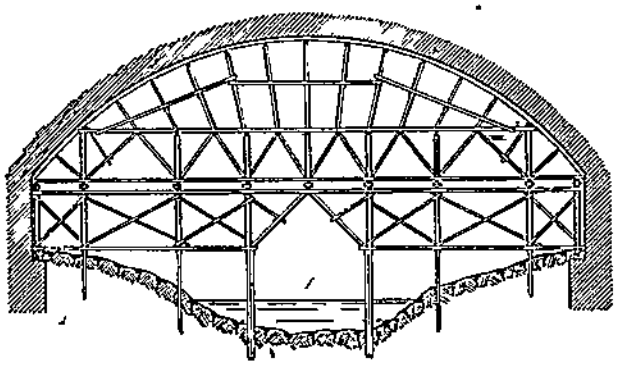


Рис. 467. Комбинированная система кружал

нение передвижных кружал, используемых при последовательном бетонировании отдельных секций покрытия.

В поперечном направлении кружала соединяются друг с другом горизонтальными и диагональными схватками.

Устойчивость высоких кружал следует обеспечивать устройством дополнительных подкосов или оттяжек (рис. 465, 466).

Путем постановки связей, диагональных креплений, подкосов и затяжек устойчивость каждого участка системы лесов должна быть надежно обеспечена независимо от устойчивости смежных участков. От случайного разрушения одного из элементов не должна зависеть устойчивость всей системы в целом.

Б. Основные элементы кружал

Основными элементами кружал являются к о с я к и, форма и расположение которых определяют очертание возводимого сооружения.

При частой расстановке косяков непосредственно по ним укладывается верхний настил (рис. 468,*а*), который в большинстве случаев служит опалубкой низа свода или арки. При большом расстоянии между косяками верхний настил укладывается по поперечинам (рис. 468,*б* и *в*), перекрывающим пролет между косяками.

Косяки передают давление на стойки и подкосы непосредственно (рис. 468, *б* и *в*) или посредством прогонов («насадок») (рис. 468,*а*), перекрывающих пролет до 3—4 *м*.

Косяки обычно изготовляются из брусьев или досок путем опиливания верхней кромки по радиусу заданной кривизны.

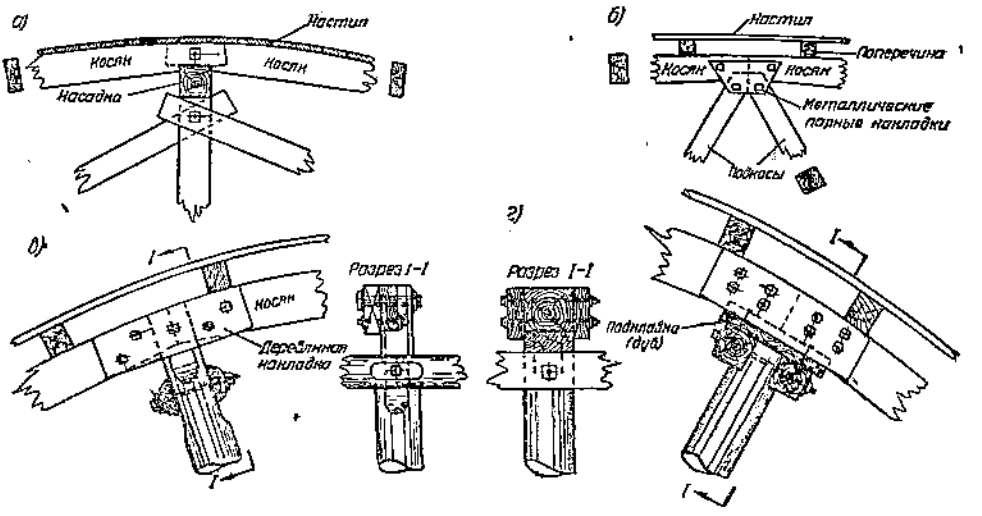


Рис. 468. Основные детали кружал

Для уменьшения расхода материала на опиловку при большой кривизне нижней поверхности свода кружальные косяки часто составляются из двух брусьев, расположенных друг над другом. Верхняя часть нижнего бруса остается плоской, тогда как форма верхнего бруса следует за кривизной свода.

Передача продольных усилий от одного косяка другому проще всего осуществляется непосредственно торцовым упором.

В местах расположения стыков косяки, как правило, опираются на стойки или на подкосы.

Если площадь опирания косяков на стойки или подкосы недостаточна по смятию, рекомендуется применение в узлах специальных подкладок из твердого дерева (обычно дуба) (рис. 468, *г*).

Примыкание нижнего пояса кружал к верхнему поясу нижнего яруса лесов осуществляется посредством регулирующих приспособлений (клиньев, домкратов и пр.).

Пример сопряжения подкосов и стойки с двойной затяжкой приведен на рис. 469, *а*.

Когда площадь опирания подкосов и стоек оказывается недостаточной по смятию, то для распределения давления ставятся подкладки или прокладки из твердого дерева или металла (рис. 469, *б*).

Затяжка сопрягается с косяками обычно у пят арок (рис. 469, *в*). Стыки сжатых стоек и подкосов решаются торцовым упором в непосредственной близости от узлового крепления.

Против бокового смещения в стыке элементы скрепляются накладками на болтах. Стыки растянутых затяжек и раскосов перекрываются парными накладками на болтах или на гвоздях.

Применение зубчато-кольцевых шпонок в сопряжениях временных вспомогательных сооружений может существенно упростить их. При малых диаметрах шпонок сборка может осуществляться без стяжных домкратов и специальных болтов. Начальная плотность может быть обеспечена зубчато-кольцевыми шпонками лучше, чем болтами. Особенно эффективно использование зубчато-кольцевых шпонок в узловых сопряжениях под углом.

Конструкция опор для кружал определяется прежде всего свойствами грунта в их основании.

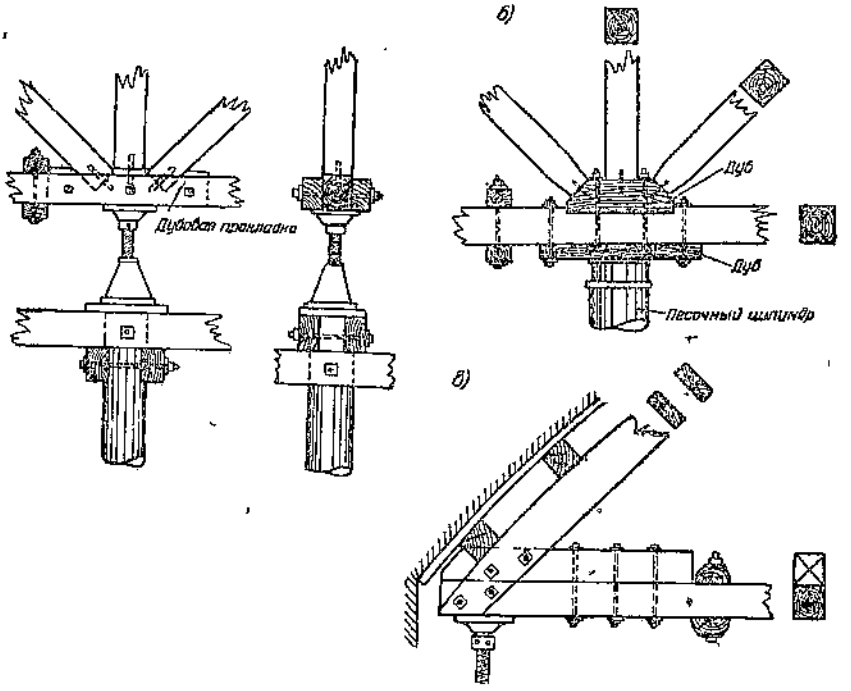


Рис. 469. Основные детали кружал

При основании в виде скалы или плотного грунта, защищенного от размывания, стойки лесов упираются в лежень, лежащий непосредственно на грунте или на нескольких отрезках шпал (рис. 470, *а*).

Для увеличения площади давления на грунт можно укладывать лежень на двух-трехъярусную шпальную «клетку» (рис. 470, *б*).

В береговых частях и около промежуточных мостовых устоев стойки и подкосы иногда упираются в соответственные выступы или гнезда капитальных фундаментов и устоев, предусмотренные при проектировании.

При мягких, сильно сжимаемых грунтах наиболее распространенным типом опор являются опоры на деревянных свайных основаниях.

Для кружал над рекой со скальным дном могут применяться ряжевые опоры. Ряжи доставляются на плаву; на месте установки они опускаются на дно и заполняются камнем.

В случаях большой глубины реки и наличия других факторов, затрудняющих устройство свайных или ряжевых временных опор под кружала, последние устраиваются вовсе без промежуточных опор. Перекрывая весь пролет мостового сооружения, кружальная конструкция сама становится сложным инженерным сооружением. Проектирование и расчет такой кружальной конструкции должны производиться при тщательной увязке расчетных нагрузок с действительным порядком бетонирования.

Простейшими приборами для постепенного и равномерного опускания кружал являются клинья и колодки.

Клинья (рис. 471, *а*) обычно выполняются с наклоном в $^1/_7$—$^1/_{10}$. При определении размеров клиньев напряжения по плоскости скольжения для сосны следует назначать не более 20—25 *кг/см*². При больших напряжениях следует применять дерево твердых пород (дуб). Для предохранения от намокания клинья пропитывают горячей олифой (или креозотовым маслом). Плоскости скольжения клиньев натирают сухим мылом для уменьшения трения, затрудняющего подклинивание.

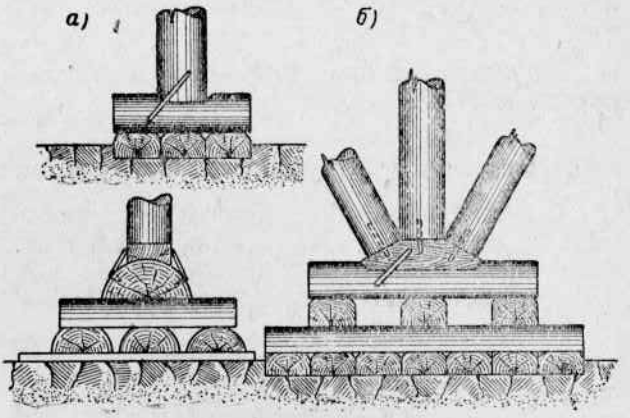


Рис. 470. Опирание стоек на лежни

Во избежание случайного скольжения верхнего клина к нижнему неподвижному клину прибивается тормозной брусок (рис. 471, *а*). Раскружаливание производится после удаления тормозного бруска легкими ударами по тонкому концу верхнего клина.

Для более плавного опускания кружал иногда применяют клинья из трех элементов (рис. 471, *б*, *в*).

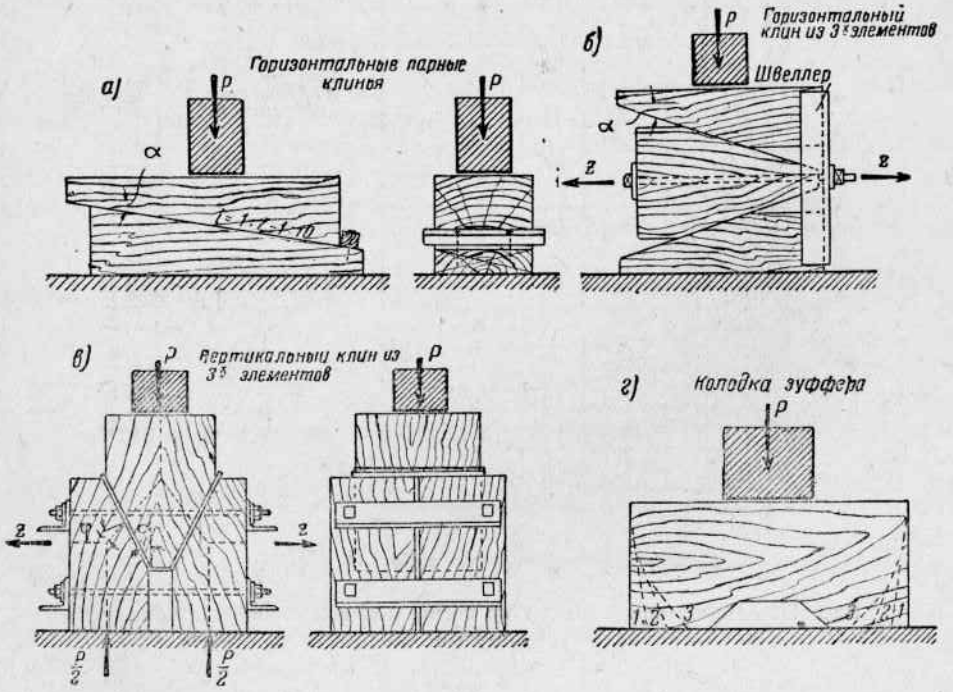


Рис. 471. Простейшие приспособления для раскружаливания

На рис. 471, *г* показана деревянная колодка «Зуффера». Для опускания ее при раскружаливании с боков делаются пропилы 1, 2, 3 и т. д. В опорных площадках колодки «Зуффера» до пропилов напряжение смятия не должно превышать $[\sigma_{см}]_{90°} = 20$ *кг/см*².

Иногда для защиты от вдавливания древесины под опорными площадками прокладывают металлические листы.

Если при помощи колодок «Зуффера» не удается опустить кружала на требуемую величину, то рядом с ними дополнительно устанавливают клинья, которые включаются в работу после первого этапа раскружаливания на колодках «Зуффера».

Описание других приборов для раскружаливания, как-то: песочных цилиндров, винтовых домкратов и т. п., можно найти в специальных курсах мостов[1].

В. Нагрузки, действующие на кружала, и строительный подъем кружал

Основной внешней нагрузкой, действующей на кружала, является собственный вес возводимой конструкции в целом или в ее частях, в зависимости от плана производства работ и того, какая возможная комбинация, в пределах плана работ, дает более невыгодный случай нагрузки.

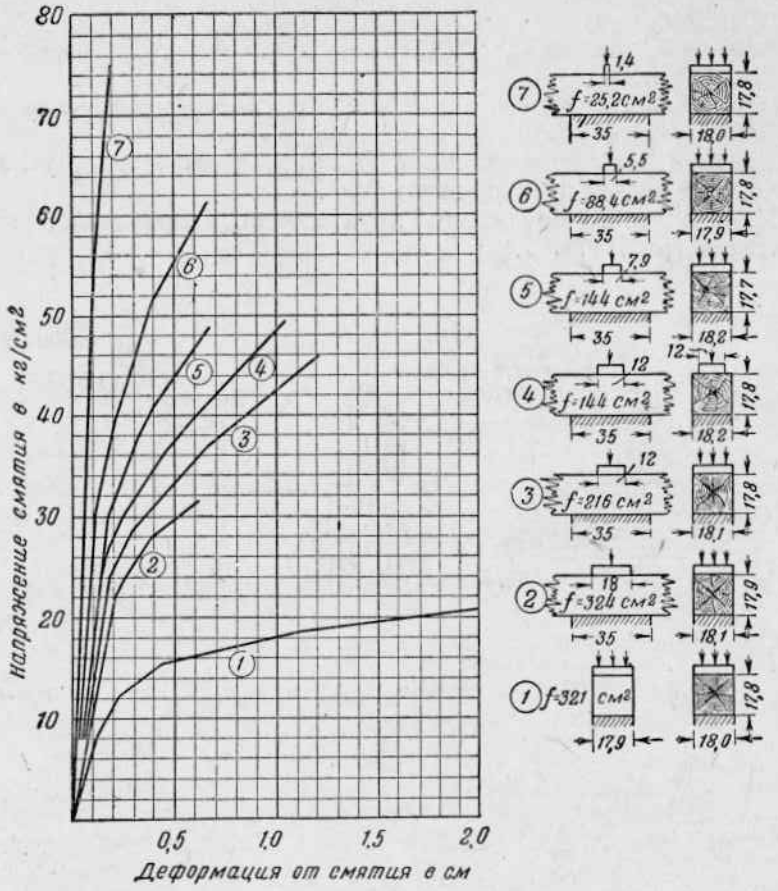


Рис. 472. Деформации на смятие сосны поперек волокон для различных способов загружения (по опытам проф. Графа)

Кроме веса кладки, опалубки и кружал в расчете кружал должна быть учтена нагрузка от толпы рабочих (p=250 *кг/м²* горизонтальной проекции), а также от веса вспомогательных приспособлений, исчисляемая по действительному весу последних. Кружала должны быть проверены на устойчивость и прочность под действием ветра, давление которого принимается в соответствии

[1] [166], [167].

с нормами. За расчетную площадь, подвергающуюся действию ветра, обычно принимают 0,8 площади, ограниченной контуром кружал.

Для того чтобы при расчетной нагрузке возведенная конструкция приняла проектную форму, кружалам следует придавать строительный подъем, определяемый величинами:

1) осадки кружал под воздействием полной нагрузки в процессе возведения конструкции;

2) упругого прогиба самой конструкции под воздействием полной эксплоатационной нагрузки и собственного веса, усадки бетона, температурных деформаций, смещения опор, обжатия в шарнирах и т. п.

Осадка кружал складывается из упругих и неупругих деформаций.

Упругие деформации элементов кружал могут быть подсчитаны достаточно точно по напряжениям в них и модулю упругости материала. Учет упругих и неупругих смещений в узловых и стыковых сопряжениях более затруднителен.

Деформации дерева, работающего на смятие поперек волокон, могут быть ориентировочно определены по экспериментальному графику (рис. 472) проф. Графа.

Неупругие деформации в большой степени зависят от местных обмятий и смещений вследствие неточности сборки, неплотности болтовых и других сопряжений, поперечной усушки дерева, осадки опор, кружал и других деформаций, трудно поддающихся учету.

На практике для определения деформаций от обмятия древесины, смещения в стыках и в других сопряжениях пользуются ориентировочными опытными величинами, отнесенными к одному шву и равными при примыкании дерева к дереву—3 *мм* и соответственно металла к металлу—2 *мм*.

Для получения начального очертания верха кружал к ординатам проектного очертания низа свода прибавляются соответственные ординаты прогибов его и осадок кружал.

Г. Примеры возведенных кружал

1. Кружала моста «Hündwilertobel»[1] (рис. 473) были сооружены под свод отверстием $L=105$ *м* при наибольшей высоте 73 *м*. Кружала состояли из отдельных башен, поддерживавших подкосы кружал. Для придания всей системе жесткости из плоскости моста верхние части башен были соединены горизонтальными фермами.

2. На рис. 474 показаны подкосно-ригельные кружала моста через р. Лиммат возле Baden-Wettingen отверстием $L=68$ *м*.

Кружала имели четыре яруса схваток. Длинные подкосы и стойки стыковались с применением парных накладок. Схватки у стыков располагались в двух направлениях.

3. Выше на рис. 466 были показаны веерные кружала моста пролетом $L=30$ *м* через р. Каширку. В поперечном направлении кружала состояли из двух плоских систем, расположенных на расстоянии 3 *м* друг от друга. На подкосы сверху опирались насадки, по которым было уложено пять рядов косяков. Устойчивость кружал обеспечивалась поперечными подкосами, оттяжками и схватками, связывающими подкосы в двух направлениях.

4. Кружала для свода отверстием $L=56$ *м* моста Perolles в Фрейбурге (Швейцария) представлены на рис. 475. Нижняя часть кружал начиналась значительно ниже пят свода и представляла собой у опор свода две решетчатые консоли, связанные между собой схватками. При бетонировании опор эти консоли были использованы для крепления к ним опалубки.

Поверху консоли были связаны друг с другом мощными схватками, выше которых располагались короткие подкосы верхней части кружал.

5. Кружала для эллинга в Орли (Франция)[2] представляли собой двухшарнирные решетчатые гвоздевые арки пролетом около 80 *м* со стрелой подъема

---

[1] См. [177].

[2] Кружала выполнены по проекту инж. Фрейсине. См. [178].

55 *м*. Кружала состояли из четырех арочных ферм, расположенных на расстоянии 2,5 *м*, и обслуживали единовременное бетонирование секций свода ширины 7,5 *м*. После окончания бетонирования на данном участке кружала передвигались на следующий участок.

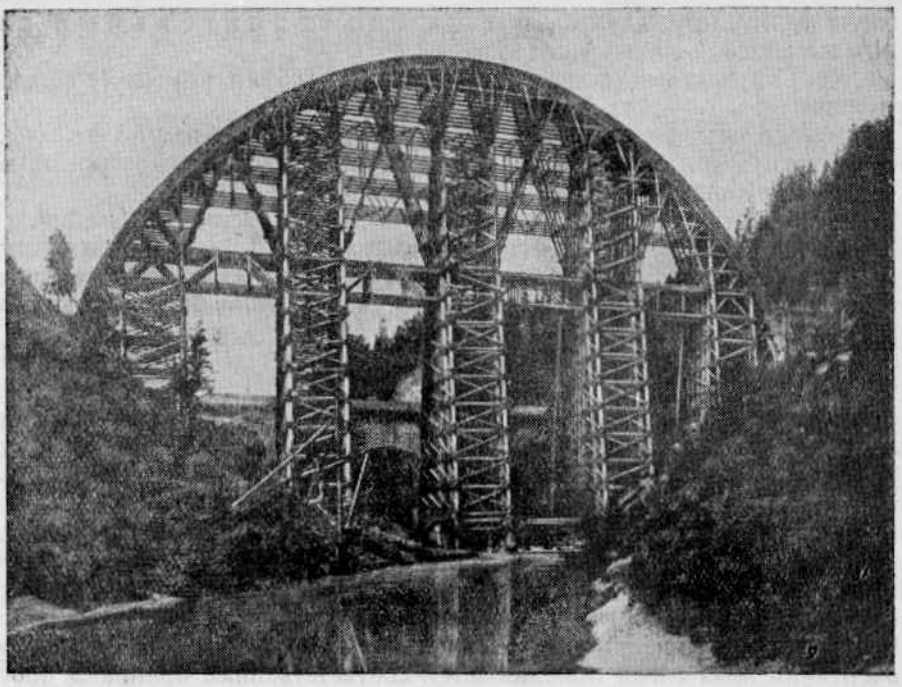


Рис. 473. Кружала моста Hündwilertobel пролетом 105 *м* при высоте кружал 73 *м*

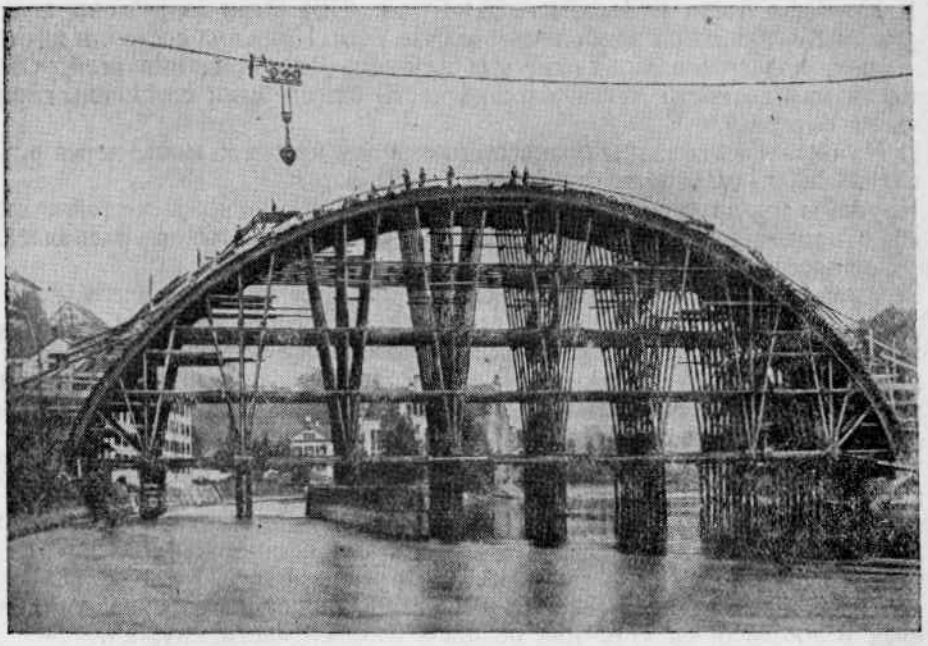


Рис. 474. Кружала моста через р. Лиммат возле Baden—Wettingen пролетом 68 *м*

Каждая арка имела высоту в замке 3 *м*, у пят 1,34 *м* и была снабжена для увеличения устойчивости большим количеством затяжек, связывающих отдель-

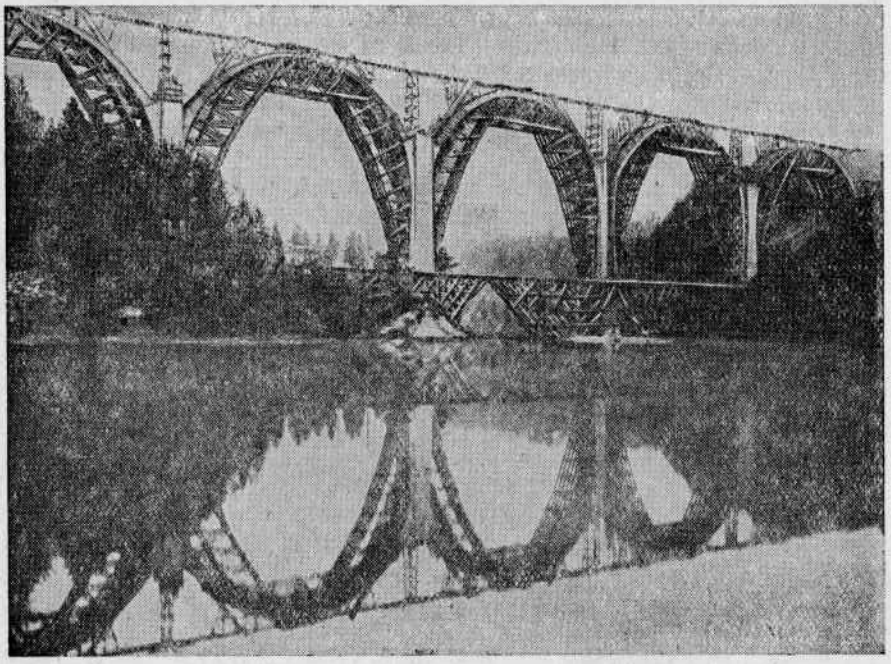


Рис. 475. Кружала моста Perolles в Фрейбурге (Швейцария) пролетом 56 *м*

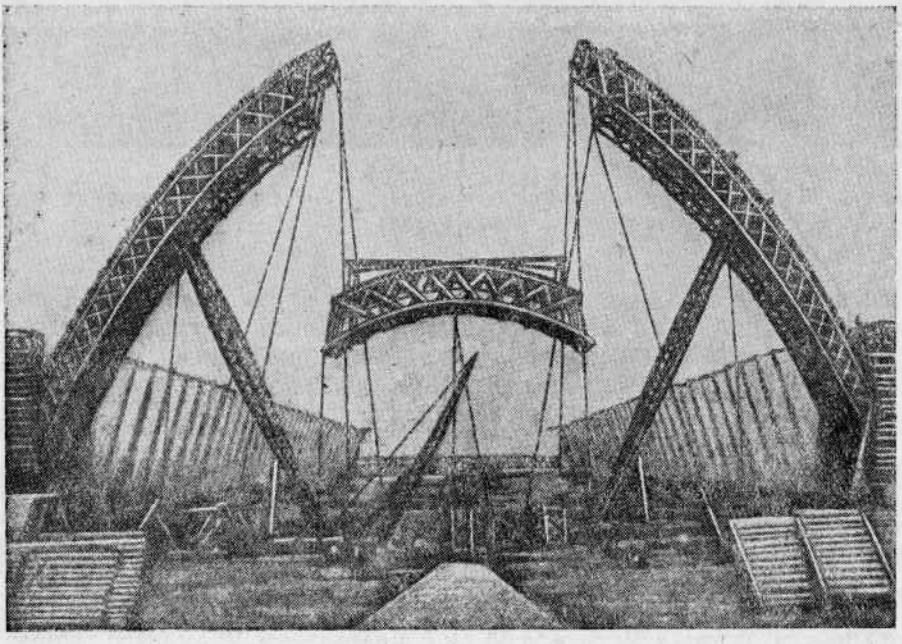


Рис. 476. Монтаж двухшарнирных арок кружал эллинга в Орли (Франция)

ные узлы с пятами арок. Пояса арок состояли из досок сечением 7×20 *см* (средние арки) и 7×25 *см* (крайние арки), причем в средней части пояса состояли из трех досок, а у пят—из семи досок. Доски предварительно изгибались и

в таком состоянии соединялись гвоздями между собой и с дощатыми раскосами решетки.

Кружала были изготовлены из трех частей: двух крайних длиной по 45 *м* и средней длиной 30 *м*. Крайние части были поставлены на место путем поворота их в пятах и временного подпирания козлами, опоры которых были соединены с пятами кружал. Средняя часть поднималась вертикально талями, прикрепленными к кронштейнам, поставленным на консолях крайних частей (рис. 476). После монтажа частей арок и скрепления их они дополнительно целиком поднимались и ставились на опоры.

6. Кружала Элорнского моста в Плугастеле[1], имеющего три пролета по 186,4 *м* между осями опор, представляли собой двухшарнирные решетчатые арки пролетом 150 *м* с подъемом 29,7 *м* и одинаковой высотой сечения 2,8 *м* по всей длине. Кружала состояли из восьми арок с общим верхним поясом из досок сечением 8×20 *см* и нижними поясами из четырех досок сечением 8×23 *см*,

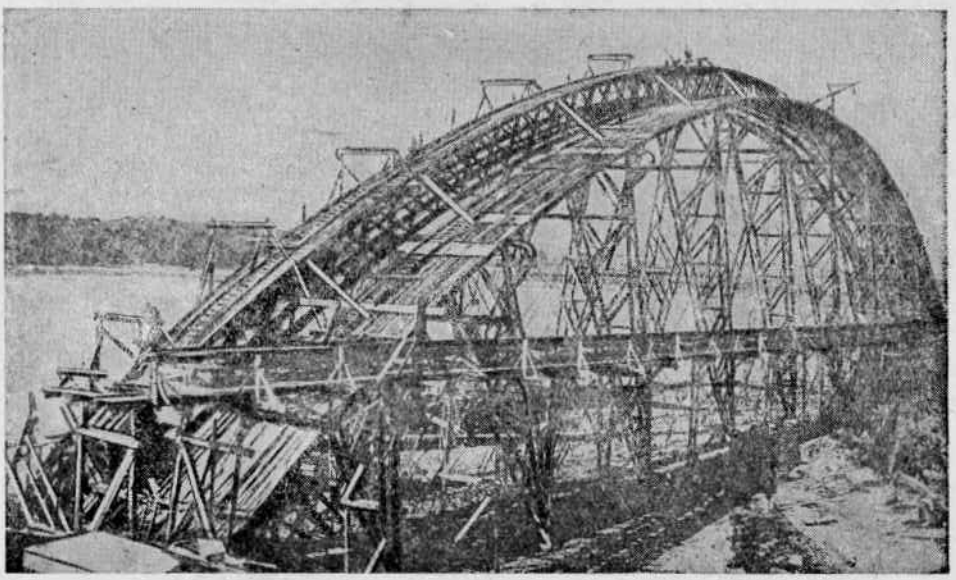


Рис. 477. Постройка кружал Элорнского моста в Плюгастеле (Франция) на решетчатых козлах

отдельными для каждой арки. Пяты кружал стягивались между собой восемью затяжками по 12 прутьев $d = 10$ *мм* каждый. Один конец затяжки был наглухо закреплен, а другой прикреплялся домкратами, при помощи которых можно было создать в затяжке начальное натяжение. Связи по верхнему поясу представляли собой двойной перекрестный настил. По нижнему поясу располагались решетчатые дощатые связи. Все элементы кружал были сбиты между собой гвоздями. При конструировании кружал был учтен порядок бетонирования коробчатого сечения арок в три приема: нижней плиты, вертикальных стенок и верхней плиты, что дало возможность облегчить кружала. Изготовлялись кружала на легких решетчатых козлах на берегу (рис. 477) и к пролету доставлялись двумя плашкоутами на плаву.

Под нагрузкой от нижней плиты кружала дали прогиб 25 *см*. Так как строительный подъем кружал был всего 15 *см*, то остальные 10 *см* были выправлены при помощи домкратов, заложенных в замке свода. После окончания бетонирования и опускания кружал последние снова ставились на плашкоуты и перевозились к следующему пролету (рис. 478).

---

[1] Кружала выполнены по проекту инж. Фрейсине. См. [179].

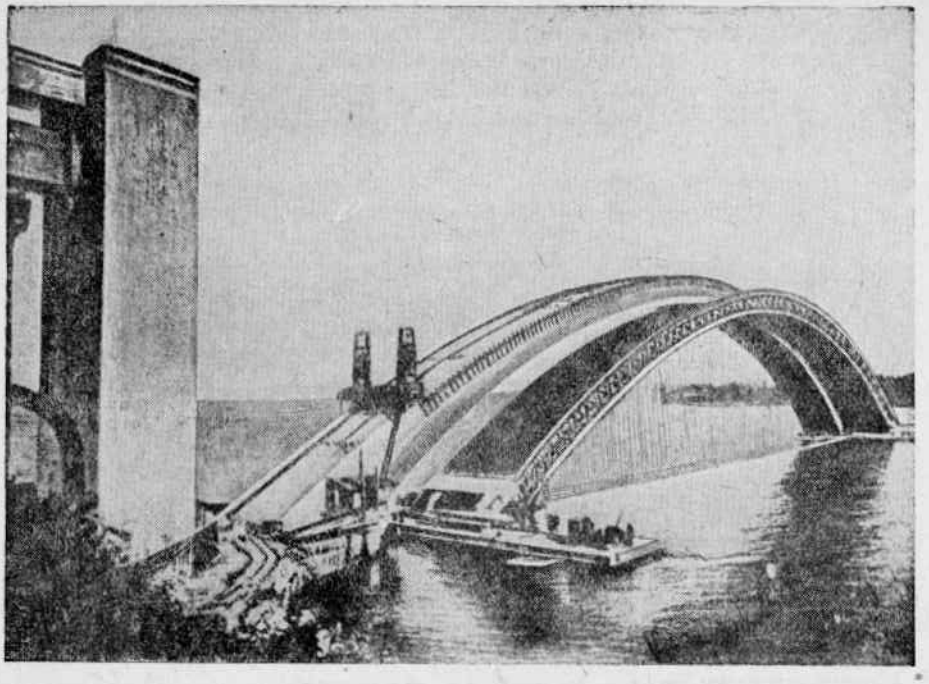


Рис. 478. Вывод кружал Элорнского моста из-под арки после окончания бетонирования

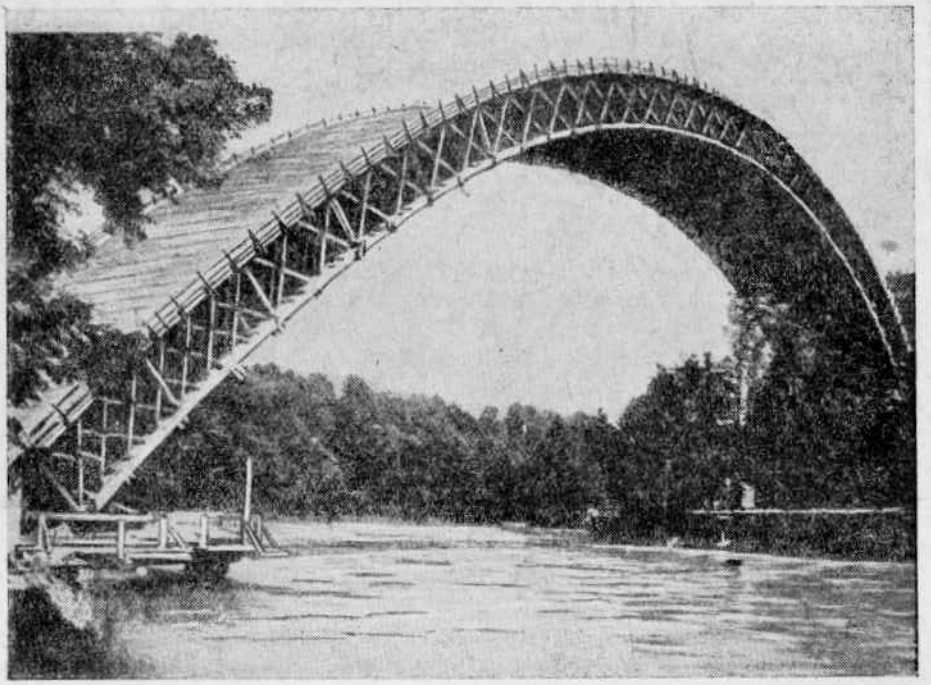


Рис. 479. Кружала пролетом 150 *м* для железобетонного моста в Берне (Швейцария)

7. На рис. 479 показаны кружала пролетом $l=150$ *м* для железобетонного моста в г. Берне (Швейцария)[1]. Кружала состояли из 12 связанных между собой двухшарнирных решетчатых арок с перекрестными раскосами. Соединение отдельных элементов осуществлялось, главным образом, на кольцевых шпонках. Монтаж арок был произведен в основном при помощи кабель-крана с постановкой по середине пролета монтажной башни (рис. 480).

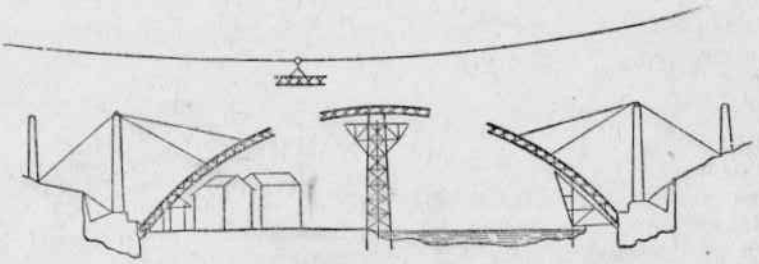


Рис. 480. Схема монтажа кружал моста в Берне

8. При возведении железобетонного купола-оболочки над зрительным залом театра в Новосибирске были применены деревянные кружала на гвоздях в виде сегментных ферм.

Основные размеры купола-оболочки: диаметр $D=60$ *м*, стрела подъема от опорного кольца $f=18{,}6$ *м*.

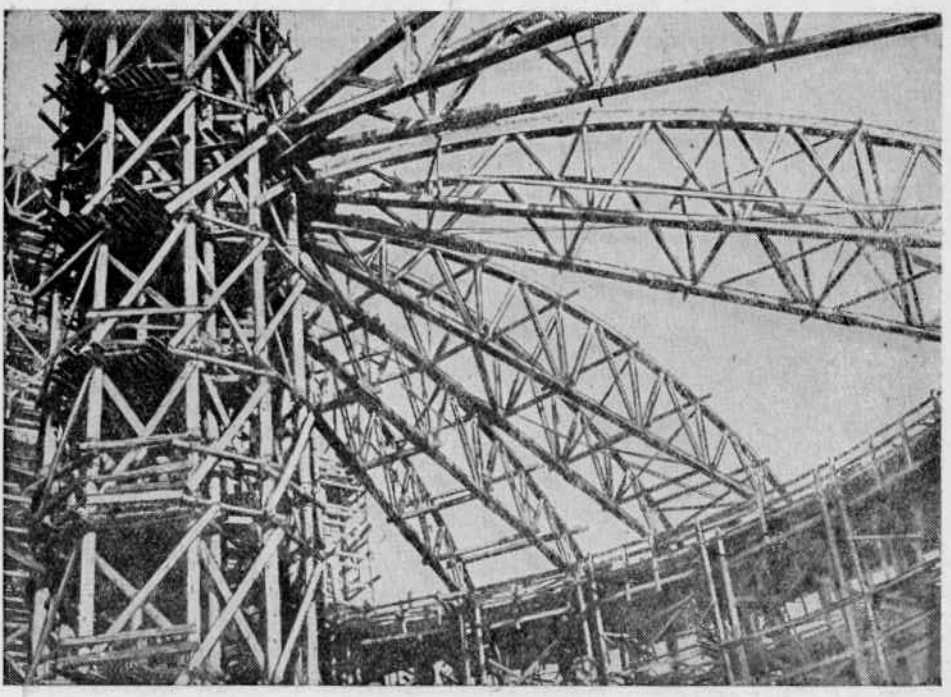


Рис. 481. Кружала железобетонного купола пролетом 60 *м* над зрительным залом театра в Новосибирске

Кружала состояли из 29 сегментных ферм пролетом $l=29{,}5$ *м* (рис. 481), опиравшихся в центре зрительного зала на башню, а по внутреннему периметру зала—на леса, использованные как коренные леса для возведения примыкающих конструкций. Расстояние между фермами внизу у распорного кольца составляло

[1] См. [180].

около 6,0 *м*. Вверху на башне диаметром 6 *м* опорные узлы сходились почти вплотную. Нижние опоры ферм располагались на деревянных песочницах, верхние— на металлическом клепаном кольце, установленном на 10 бутылочных домкратах, которые, в свою очередь, были поставлены на клепаное кольцо, связывающее 10 стоек башни. По фермам в кольцевом направлении на расстоянии 1 *м* друг от друга располагались выкружаленные доски, по которым в меридиональном направлении укладывались обрешетины из брусков, а по ним под углом 45°— опалубка из досок сечением 1,6 × 10,0 *см*.

Изготовление кружальных ферм было осуществлено на перекрытии четвертого этажа кулуаров, т. е. почти на уровне распорного кольца железобетонного купола.

Перед установкой на место каждая пара ферм кантовалась и расшивалась в положении, которое она должна занимать в опалубке купола: под углом в плане и с развалом наружу, с тем чтобы после подъема на место фермы очутились в вертикальных меридиональных плоскостях купола.

Спаренные фермы передвигались в горизонтальной плоскости со сборочной площадки до башни и после поворота ставились на соответствующее место; затем верхний конец спаренных ферм поднимался и производилась окончательная установка.

После установки всех ферм на место укладывались кружальные доски и обрешетка и нашивалась косая опалубка. После распалубки купола фермы были использованы для перекрытия складского здания.

РАЗДЕЛ ШЕСТОЙ

ДЕРЕВЯННЫЕ КОНСТРУКЦИИ В УСЛОВИЯХ ВОЕННОГО ВРЕМЕНИ

ГЛАВА I

ОБЩИЕ ПРЕДПОСЫЛКИ И НОРМИРОВАНИЕ

§ 70. ОБСТАНОВКА ВОЕННОГО СТРОИТЕЛЬСТВА

В условиях современной войны все хозяйство страны должно работать с максимальной эффективностью. Строить быстро—это основной лозунг военного строительства.

Для его реализации совершенно необходимо максимальное использование всех местных ресурсов страны, в том числе и местных строительных материалов, среди которых важнейшее значение приобретают наиболее доступные, легко обрабатываемые лесоматериалы.

Основными потребителями лесоматериалов на фронте являются дорожное, фортификационное, мостовое, маскировочное и складское строительства, в тылу—облегченное промышленное, складское и жилищное строительства, потребляющие, главным образом, местный или сплавной сырой круглый лес.

В основном военное строительство ориентировано на простейшую ручную обработку топором и пилой; массовое использование ручного труда саперов, бойцов и местного населения обеспечивает широкий фронт и военные темпы работ.

На строительстве военных мостов, эстакад и т. п. применяется легкая подвижная механизация.

В военной обстановке требованию сделать срочно всегда отдают предпочтение перед требованием сделать долговечно. Под этим углом зрения нужно подходить к проектированию военных конструкций. Кроме того, проектировщик должен учитывать, что, несмотря на тяжелые условия работы и на напряженность военных темпов, сооружение должно быть прочным; более того, оно должно быть живучим. Бойцы должны иметь возможность под огнем противника заменять разрушенные части цельными, обеспечивая бесперебойность работы сооружения.

Военные условия не снимают, а еще более заостряют вопросы сборности сооружения и взаимозаменяемости его элементов. Как правило, элементы следует заготовлять скрытно (ПВО)—на достаточном расстоянии от будущего сооружения, чтобы не демаскировать его. На месте должна производиться только сборка сооружения, также скрыто от наблюдения противника; следовательно, применение тяжелой механизации исключается.

При всех условиях проектировщик должен обеспечивать возможность ввода сооружения в эксплоатацию по частям с последующим (если требуется) усилением конструкции.

Характерным явлением для военного строительства следует считать острый дефицит металла, даже простой круглой стали ходовых сечений. Поэтому и здесь проектировщик должен ориентироваться на мобилизацию местных ресурсов (например, на изготовление скоб и штырей из металлолома, кроватей, заборов и т. п. в разрушенных городах и т. п.). В таких условиях применять болты можно лишь в виде исключения при сопряжениях повышенной

вязкости, например в ледорезах. Гвозди, кустарно изготовляемые из проволоки (после предварительной вытяжки ее за пределы текучести) с неправильным острием и шляпкой, следует назначать лишь укороченного сортамента ($l_{гв} \leqslant 25\ d_{гв}$).

Охотнее всего войска применяют с к о б ы из круглой, квадратной или полосовой стали и «штыри» (костыли). В случаях применения штырей обязательно предварительное просверливание отверстий.

§ 71. ОСОБЕННОСТИ НОРМИРОВАНИЯ

Прочное сопротивление дерева внешним нагрузкам в сильной степени зависит от продолжительности их воздействия.

Известно, что в случае д о л г о в р е м е н н о г о, многолетнего, непрерывного воздействия нагрузки разрушение деревянного элемента может наступить при напряжении значительно меньшем, чем в случае к р а т к о в р е м е н н о г о воздействия лабораторного пресса (в течение нескольких секунд или минут).

Дальнейшее сокращение времени воздействия (до тысячных долей секунды при действии взрывной волны) должно привести к дальнейшему повышению сопротивления дерева, поскольку в короткий отрезок времени не успевают завершиться внутримолекулярные межмицеллярные сдвиги разрушения и значительная доля работы внешних сил неизбежно амортизируется в результате податливой работы поверхностного смятия.

Исследование работы сооружений под действием взрывной волны далеко еще не завершено, поэтому как методы соответственных расчетов, так и нормы могут быть даны лишь ориентировочно.

Основные допускаемые в условиях военного времени напряжения для сосны и ели (независимо от влажности древесины) приведены в табл. 25.

Таблица 25

Допускаемые напряжения	При длительной нагрузке (собственный вес, снег, складские грузы)	При кратковременной нагрузке (мостовые и монтажные грузы)	При мгновенной нагрузке (взрывная волна)
Сжатие $[\sigma_с]$, изгиб $[\sigma_и]$ и смятие $[\sigma_{см}]$ вдоль волокон	120	150	200
Растяжение $[\sigma_р]$ вдоль волокон	80	100	120
Смятие $[\sigma_{см}]_{90°}$ поперек волокон: По всей поверхности в щековых врубках и по плоскостям скольжения клиньев	18	30	40
Смятие $[\sigma_{см}]_{90°}$ поперек волокон: Местное (на части длины) в лобовых врубках и в опорных плоскостях	30	40	50
Смятие $[\sigma_{см}]_{90°}$ поперек волокон: Местное под шайбами и при отсутствии опасности скалывания или раскалывания	40	50	60
Скалывание $[\tau]$ вдоль волокон: Максимальное при изгибе	22	25	30
Скалывание $[\tau]$ вдоль волокон: Среднее в лобовых врубках при условии учета длины скалывания не более двух толщин (брутто) элемента и не более десяти глубин врезки	12	15	20
Скалывание $[\tau]$ вдоль волокон: Среднее в щековых врубках при условии учета длины скалывания не более пяти толщин (брутто) элемента и не более десяти глубин врезки	6	9	12
Скалывание $[\tau]_{90°}$ (поперек волокон)	4	8	12
$[\tau_и]$ перерезывание волокон и $[\tau_{ор}]$ срез фанеры	45	60	75

Примечания. 1. В расчете настилов на действие мгновенной нагрузки $[\sigma_и] = 250$ *кг/см*^{2}.

2. При одновременном действии растяжения и изгиба $\frac{N}{F_{нт}} + \frac{M}{W_{нт}} \cdot \frac{[\sigma_р]}{[\sigma_и]} \leqslant [\sigma_р]$.

Для дубовой древесины допускаемые напряжения принимаются согласно табл. 25 с поправкой 1,3 для (σ) вдоль волокон; 2 для $[\sigma]_{90}$ поперек волокон и 1,6 для $[\tau]$ как вдоль, так и поперек волокон.

В случаях применения слабых хвойных пород (сосны и ели Кольского полуострова, пихты сибирской и уральской и т. д.) к основным допускаемым напряжениям вводится поправка 0,8.

Для березы, бука, вяза и т. п. соответственная поправка 0,8 вводится по отношению к напряжениям, допускаемым для основной лиственной породы—дуба.

Для осины и тополя, а также для вершинных частей деревьев основных пород, для древесины повышенной суковатости, косослойности и свилеватости, соответственный поправочный коэфициент снижается до 0,6.

Расчетный объемный вес древесины:

для хвойных пород, за исключением лиственницы	600 *кг/м*³
для твердых лиственных пород и для лиственницы	800 »

Модуль упругости на растяжение, сжатие вдоль волокон и изгиб независимо от породы древесины принимается $E=100\,000$ *кг/см*².

ГЛАВА II

Д. К. НА ФРОНТЕ

§ 72. ДЕРЕВО-ЗЕМЛЯНЫЕ ФОРТИФИКАЦИОННЫЕ Д. К.

В дерево-земляных сооружениях военно-полевого строительства земля обеспечивает защиту от холода, дождя, снега, а также в большей или меньшей степени защиту от ружейно-пулеметного огня противника, от поражения осколками снарядов и авиабомб и, при больших толщах, от прямого попадания снарядов и бомб.

Деревянные конструкции должны прочно поддерживать защитную толщу покрытия и устойчиво сопротивляться боковому давлению земли.

Чем глубже расположено дерево-земляное сооружение, тем надежнее оно укрыто от наблюдения и огня противника. Однако деревянная одежда стен дерево-земляного сооружения неспособна защитить его от проникания грунтовых вод. Поэтому все виды дерево-земляных убежищ всегда располагаются выше наивысшего (для данного периода эксплоатации) уровня грунтовых вод.

В соответствии с этим различают четыре основных типа закрытых убежищ или землянок (рис. 482) по глубине их расположения в зависимости от уровня грунтовых вод. По конструктивной схеме они разделяются на венчатые и стойчатые дерево-земляные сооружения с поперечными и продольными рамами.

Все эти схемы по существу основаны на одном и том же принципе работы: не только в закрытых—заглубленных и полузаглубленных, но даже в простейших открытых дерево-земляных конструкциях элементы венцов и рам работают на изгиб и сжатие. Во всех грунтовых условиях, допускающих возведение дерево-земляных убежищ, устойчивость деревянных конструкций и практически достаточная неизменяемость углов продольных и поперечных рам обеспечиваются не раскосами, а пассивным отпором грунта противоположной стороны котлована.

Пассивный отпор грунта может выдержать дополнительно громадное сейсмическое давление взрывной волны при условии, конечно, что это давление будет воспринято и передано противоположной стороне котлована соответственными конструкциями.

В этом отношении совершенно бесспорны преимущества деревянных распорок перед проволочными оттяжками, применяемыми еще иногда для крепления отделки крутостей траншей и щелей.

На рис. 483 показана к р ы т а я щ е л ь—простейшее противотанковое и противовоздушное укрытие, защищающее от прямого попадания только легких мин. Перекрыто одним рядом накатника с земляной обсыпкой и маскирующим дернованием.

Устойчивость этой примитивной рамы не будет утрачена и в том случае, если «земляную распорку» в нижней части рамы заменить деревянным ригелем и тем самым устранить частичное защемление стоек. Та же рабочая схема сохраняется и в мощных подземных убежищах.

В п р о с т е й ш и х п о д з е м н ы х дерево-земляных убежищах различают два основных конструктивных решения:

1) в е н ч а т о е (сруб из горизонтальных венцов) в вертикальных лазах (шахтах, колодцах) и

2) д о щ а т ы е и б р у с ч а т ы е (бревенчатые) р а м ы в горизонтальных галлереях (штольнях).

В отличие от обычных «избяных срубов» венчатые д е р е в о - з е м л я н ы е к о н с т р у к ц и и должны быть в состоянии воспринимать большие горизонтальные давления земли, иногда односторонние, вызывающие сдвиг по шву между венцами.

Поэтому вместо рубки «в чашку» (рис. 484, *а*) следует применять р у б к у у г л а в $^1/_4$ дерева (рис. 484, *б*), которая почти вдвое уменьшает напряжение скалывания, причем сама площадь скалывания не совпадает с сердцевинной плоскостью.

Венчатые конструкции находят довольно широкое применение и при возведении о г н е в ы х т о ч е к, особенно в виде двустенных срубов с щебеночным заполнением промежутков. Эта быстро и бесшумно возводимая конструкция при умелом ведении работ может быть использована в любой стадии сборки.

«Д о щ а т ы е, б р у с ч а т ы е и б р е в е н ч а т ы е р а м ы» в простейших подземных галлереях образуют тоже нечто вроде сруба, только не вертикально, а горизонтально уложенного.

Существенным преимуществом постановки брусчатых и бревенчатых рам с п л о ш н ы м рядом является местный характер возможных разрушений конструкции от действия взрыва снаряда или бомбы, поскольку работа каждой рамы не связана с работой смежных с нею рам. Пример такой сплошной бревенчатой рамы приведен на рис. 485.

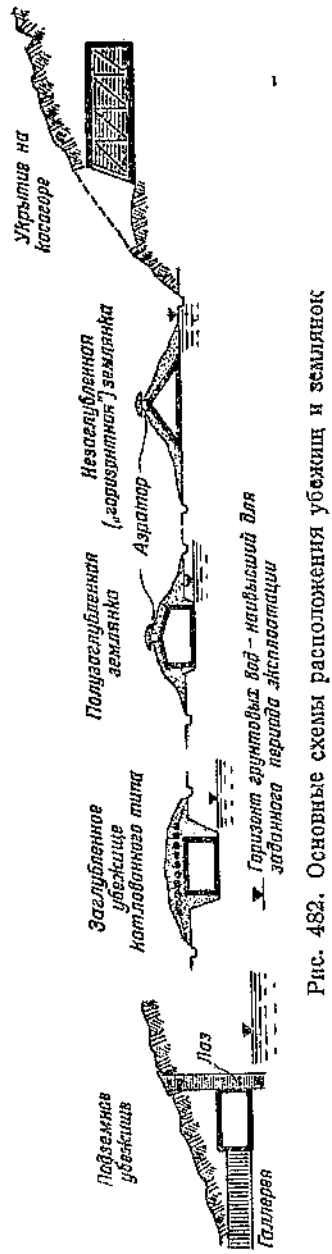


Рис. 482. Основные схемы расположения убежищ и землянок

В военно-полевом оборонительном и необоронительном строительстве, однако, значительно большее распространение имеют так называемые «стойчатые» дерево-земляные конструкции, в которых рамы отстоят одна от другой на расстоянии 0,4—4,0 *м*. Объясняется это прежде всего возможностью свободно располагать производственные помещения штабной, госпитальной и прочих служб и удобно размещать дверные и оконные проемы. Кроме того, стойчатое решение дает возможность полнее использовать обычный ассортимент местных лесных материалов, поскольку настилы покрытий и одежда стен могут быть осуществлены не из бревен, а из отходов лесоразработки—вершинника, тонких жердей, горбылей и даже хвороста.

С т о й ч а т ы е д е р е в о - з е м л я н ы е к о н с т р у к ц и и

(рис. 486) решаются либо в виде поперечных рам с продольным настилом, либо в виде продольных рам с поперечным настилом.

Во всех случаях остается в силе основное требование: разрушение какой-либо части сооружения не должно приводить к ослаблению или, тем более, к разрушению смежных участков сооружения.

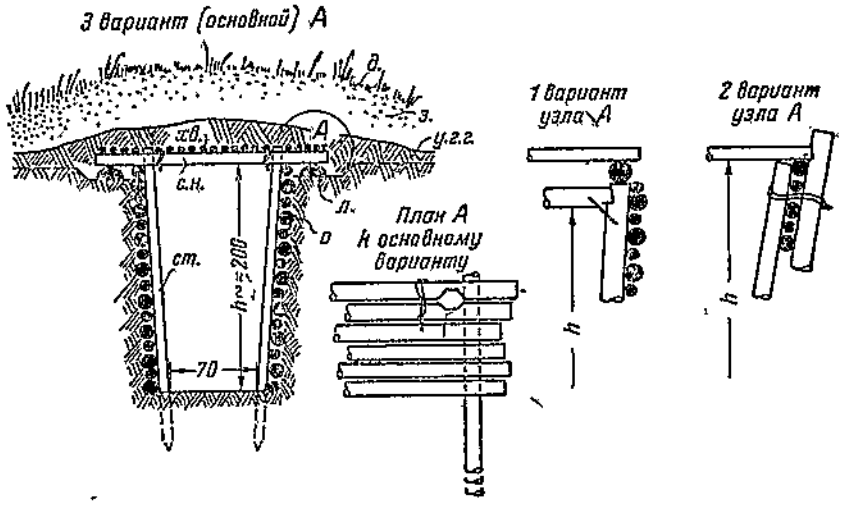


Рис. 483. Крытая щель; простейшее легкое убежище:

д—дери 10 *см*; *з*—земля 40—80 *см*; у. г. г.—уплотненный глинистый грунт 6—12 *см*; хв.—мелкий хворост, солома и т. п. 2—3 *см*; с. н.—сплошной настил из накатника, $d_н = 12 \div 15$ *см*; *Л*.—лежень, $d_л \frac{12-15}{2}$ *см*; *О*—одежда крутости на жердей, $d_{ж} = 5$ *см*; ст.—стойки, $d_{ст} = 12 \div 15$ *см* через 120 *см*

Критерием для выбора продольных или поперечных рам является планировка сооружения: рама должна располагаться в плоскости наиболее частой расстановки стоек.

Исключением является случай, когда наряду с тонким лесом имеется очень толстый лес и отсутствует лес средних размеров; тогда большие пролеты между стойками перекрываются мощными рамами, а малые пролеты между рамами—тонким настилом.

При поперечных рамах (рис. 487 и 488) боковое давление грунта горизонтальными жердями одежды передается стойке рамы, которая, в свою очередь, при помощи врезки на $^1/_3$ диаметра нижним концом упирается в лежень рамы, а верхним—в насадку.

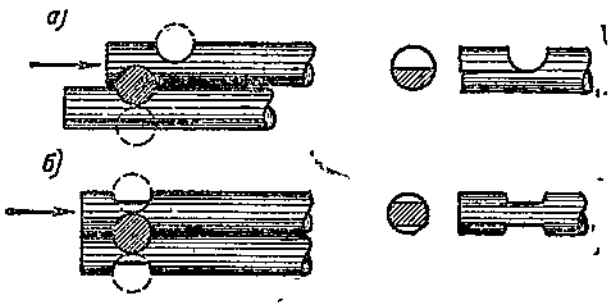


Рис. 484. Рубка углов:

а—в «чашку» (не рекомендуется); *б*—в $^1/_4$ дерева

Таким образом насадка и лежень поперечных рам служат основными распорками и должны быть рассчитаны на сложное сопротивление сжатию с изгибом.

Все рамы делаются стандартных размеров и сечений. В случае необходимости местного уширения помещения (для операционной комнаты, работы штаба и др.) можно спариванием рам, не меняя нагрузки на каждую из них и сохраняя их стандартные размеры, увеличить расстояние между рамами в пределах 2 *s* (рис. 488). Толщина настила и одежды стен должна быть при этом соответственно увеличена.

При продольных рамах боковое давление грунта воспринимается вертикальными жердями одежды (рис. 489), которые нижним заостренным концом (как в шпунтовой стенке) забиваются в грунт, а верхним концом упираются в торцовый обрез жердей (или бревен) поперечного настила. Если забивка жердей затруднительна (хрящеватый грунт, наблюдение и огонь противника

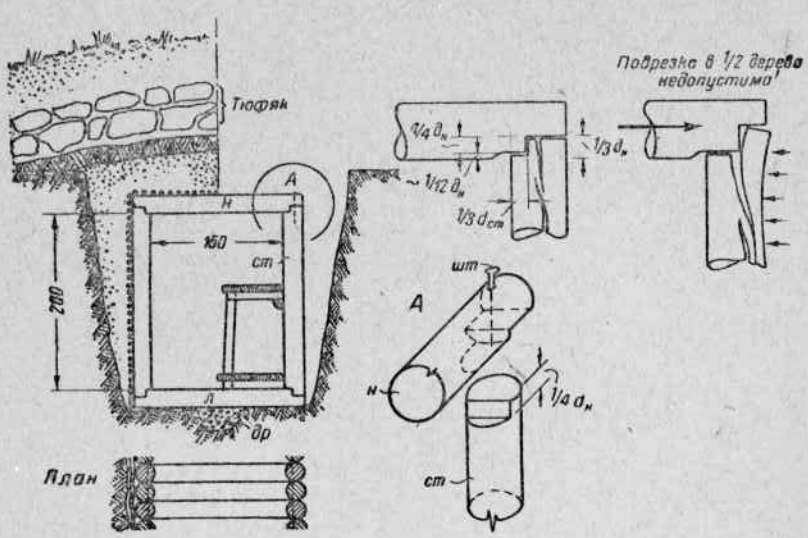


Рис. 485. Простейшее усиленное убежище для раненых бойцов:
Н—насадка, $d_н$=22÷24 *см*; ст.—стойка, $d_{ст}$=22÷24 *см*; *Л*—лежень, $d_л$=22÷24 *см*; шт.—штырь из круглого железа d=1,2 *см* (рекомендуемый лишь как монтажная связь); др.—дренаж

и пр.), нижние концы жердей одежды боковых стен упираются в лежни продольных рам, которые, в свою очередь, должны быть расперты коротышами, используемыми как лаги под дощатый пол.

Если грунтовые воды не допускают устройства подземных или заглубленных убежищ, а также при желании облегчить сооружение и уменьшить земляные

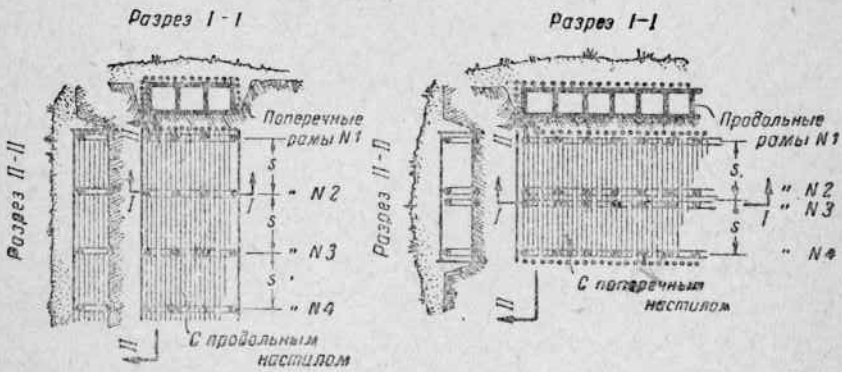


Рис. 486. Основные схемы стойчатых дерево-земляных конструкций

работы переходят к полузагубленным и даже к надземным укрытиям, обычно называемым землянками.

Практика создала большое количество разнообразнейших решений землянок.

В больших двухъярусных землянках обычно применяют поперечные рамы (рис. 490). В маленьких облегченных и упрощенных землянках, наоборот, используются продольные рамы (рис. 491).

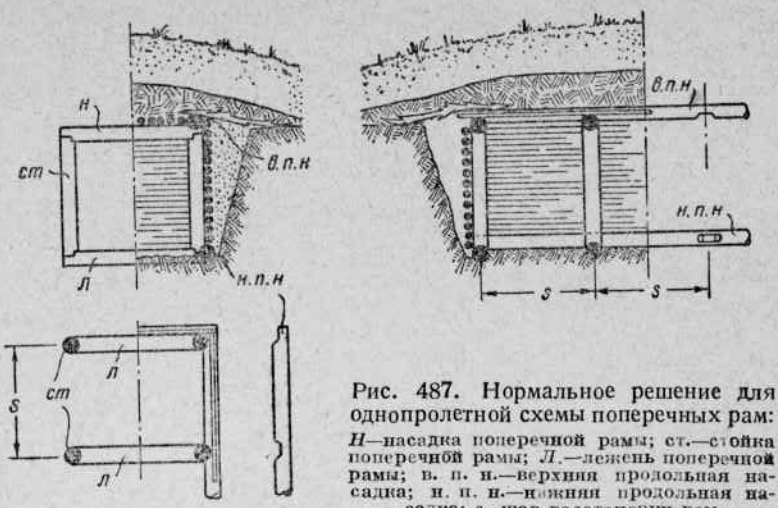


Рис. 487. Нормальное решение для однопролетной схемы поперечных рам:

Н—насадка поперечной рамы; ст.—стойка поперечной рамы; *Л*.—лежень поперечной рамы; в. п. н.—верхняя продольная насадка; н. п. н.—нижняя продольная насадка; *s*—шаг расстановки рам

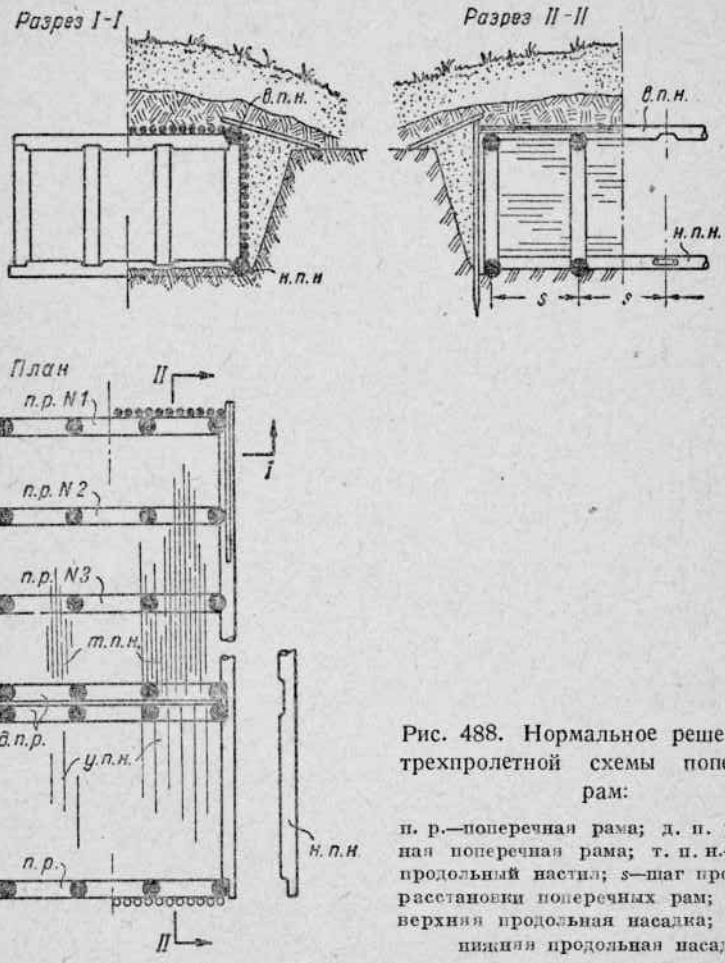


Рис. 488. Нормальное решение для трехпролетной схемы поперечных рам:

п. р.—поперечная рама; д. п. р.—двойная поперечная рама; т. п. н.—тонкий продольный настил; *s*—шаг продольной расстановки поперечных рам; в. п. н.—верхняя продольная насадка; н. п. н.—нижняя продольная насадка

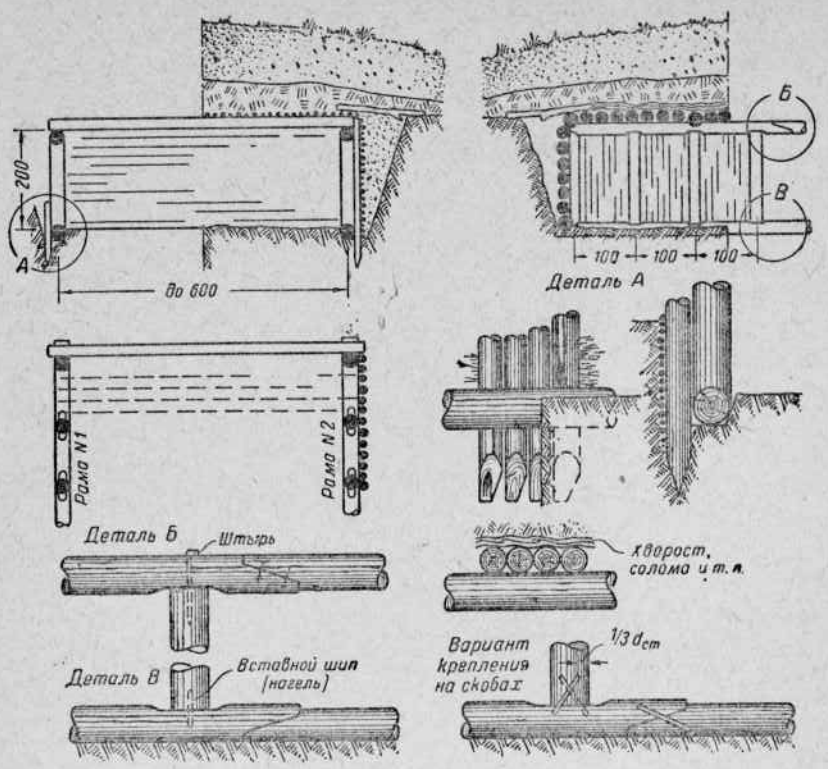


Рис. 489. Нормальное решение большепролетного укрытия с применением продольных рам

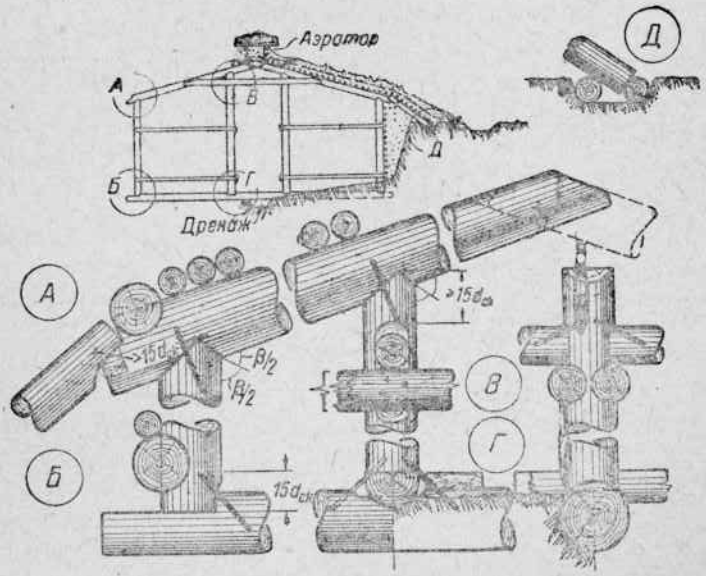


Рис. 490. Двухъярусная полузаглубленная землянка с поперечными рамами

В незаглубленных наземных землянках отсутствует «защемление в котловане» всего сооружения в целом; поэтому в них приходится защемлять в земле каждую стойку порознь или обеспечивать устойчивость сооружения в целом приданием ему устойчивой шатровой формы.

В этом отношении решение, показанное на рис. 491, вполне применимо и для условий высокого стояния грунтовых вод.

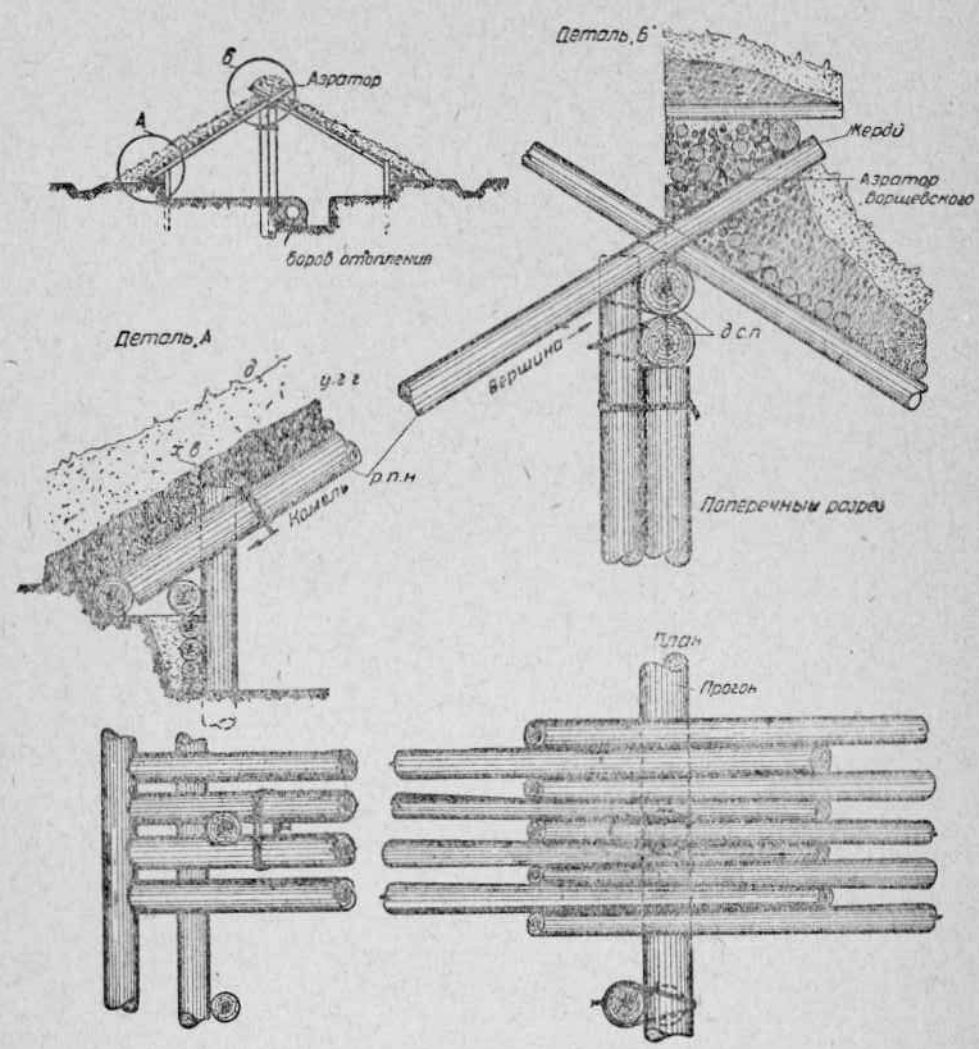


Рис. 491. Простейшая землянка из жердей с проволочной вязкой (по разработке Макарьева) с одной продольной рамой и разреженным поперечным настилом:

д—дерн; г.—грунт; у. г. г.—уплотненный глинистый грунт; р. п. н.—разреженный поперечный настил; хв.—хворост, лапник и т. п.; д. с. п.—двойной сложный прогон со стыками вразбежку

Применение подкосов в стойчатых дерево-земляных сооружениях необходимо при расположении последних на косогоре или в насыпях. Здесь активному давлению грунта не противодействует пассивный отпор противоположной крутости; поэтому погашать его приходится путем постановки специальных подкосов расчетных размеров. На рис. 492 показано простейшее решение противоосколочного дерево-земляного «заслона». Вертикальная установка жердей стенки позволяет нижнюю часть земляной выемки производить последовательно, после забивки нижнего конца жердей и закрепления верхнего конца их парными подкосами. Верхняя жердь подкосов входит в состав наклонного ограждения.

Особое внимание должно быть обращено на восприятие вертикальной составляющей усилия подкоса: в данном случае вертикальная загрузка продольной насадки обеспечена горизонтальными парными кольями, охватывающими верхнюю жердь подкосов и несущими жердевой настил, загруженный землей. Порядок производства работ указан номерами на рис. 492.

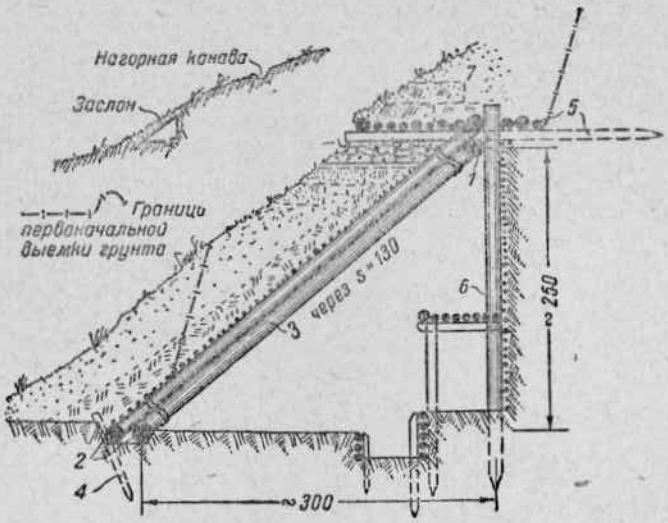


Рис. 492. Простейший заслон на косогоре с одной продольной наклонной рамой:

1—продольная насадка наклонной рамы; *2*—лежень (двойной) наклонной рамы; *3*—стойки наклонной рамы; *4* и *5*—колья, закрепляющие положение насадки и лежня; *6*—ограда крутости из вертикальных жердей; *7*—обсыпка по продольному настилу, загружающая (через колья) насадку наклонной рамы, воспринимающей напор грунта

§ 73. ВОЕННО-МОСТОВЫЕ Д. К.

Для преодоления водных препятствий и переброски через реки и озера военных грузов в военных условиях применяют подвижные стандартные (табельные) лодки, паромы и неподвижные мосты на плавучих или жестких опорах. Выбор того или иного средства переправы определяется прежде всего тактическими требованиями, предъявляемыми к переправе, и обстановкой, в которой она, с учетом данных инженерной разведки, должна осуществляться.

Для переправ под непосредственным огневым воздействием противника применяют подвижные десантные лодки и паромные переправы, обладающие требуемой маневренностью и не зависящие от глубины реки, рельефа дна и характера грунта. К возимым табельным переправочным средствам прежде всего предъявляются требования транспортабельности при подходе и живучести при переправе.

Большой живучестью при легкости и компактности в перевозке обладают фанерные складные лодки и понтоны, хорошо оправдавшие себя на фронтах.

В тех случаях, когда переправа осуществляется не под непосредственным огневым воздействием противника, основным средством переправы являются мосты.

В зависимости от задач, поставленных перед инженерными частями, мосты возводят под легкие (10 *т*), средние (30 *т*) или тяжелые (60 *т*) нагрузки.

Штурмовые мосты и мосты сопровождения используются на одном месте всего лишь несколько дней, поэтому к ним предъявляются требования сборно-разборности при взаимозаменяемости по возможности отдельных элементов.

Стационарные мосты рассчитываются на продолжительную службу в течение многих месяцев или нескольких лет.

Обычно стационарные военные мосты строят на жестких опорах у нас в СССР, как правило, из местных лесоматериалов; в безлесных районах возводят сборные мосты из заранее заготовленных деревянных или металлических элементов. В горных районах широко применяются висячие мосты смешанной конструкции.

Большое влияние на конструктивное решение моста оказывает требование бесперебойной эксплоатации его во время ледохода и паводка. В этом отношении различают «высоководные» мосты, рассчитанные на беспрепятственный пропуск высоких (весенних) вод, и «низководные» мосты, которые обычно на время весеннего паводка разбираются. В некоторых случаях «низководные» мосты делают «переливными», в расчете на пропуск льда над проезжей частью моста, что значительно сокращает срок весеннего перерыва движения.

Для скрытия моста от воздушного наблюдения противника успешно применяют подводное решение мостов, рассчитанное на пропуск колесного и гусеничного транспорта по проезжей части, погруженной под воду на 20—40 *см*.

Несмотря на указанное многообразие условий, влияющих на решение, конструкция деревянных военных мостов должна быть во всех случаях простой для того, чтобы при возведении в кратчайшие сроки нередко ночью и под огнем противника обеспечить требуемую надежность переправы.

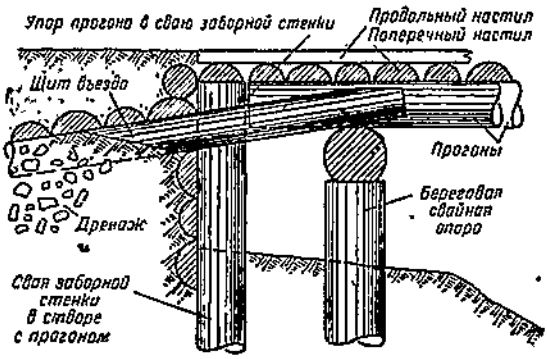


Рис. 493. Сопряжение с берегом

Основным строительным материалом служат бревна, иногда отесанные на два канта, подтварник и пластины или жерди. Для защиты рабочего настила от износа применяют продольный «защитный настил» из досок толщиной 5 *см*, нашиваемый иногда в виде двух «колей».

Для уменьшения опасности соскальзывания колес с проезжей части в военных мостах обязательна укладка «колесоотбойных брусьев».

Устройство тротуаров обязательно только для мостов, расположенных в населенных пунктах. Перила обязательны для всех мостов.

На рис. 493 показано рекомендуемое решение сопряжения проезжей части и прогонов с берегом. Воспринимающие основные вертикальные нагрузки береговая свайная (или рамная) опора и прогоны четко отделены от заборной стенки и сырого грунта, надежно проветриваются и доступны для осмотра со всех сторон. Располагаемые в створе с прогонами подпорные связи, поддерживающие горизонтальное давление заборной стенки, верхним концом упираются в торец прогонов. Укладываемый поверх дренажного слоя «щит въезда» передними концами несущих бревен (подтварника) опирается на насадку береговой опоры; это предотвращает просадку «порога», поскольку исключена независимая просадка «щита» и края проезжей части.

При большой длине моста (более 25 *м*) часть продольных тормозных сил должна быть передана промежуточным опорам, которые через каждые четыре пролета делают двойными—устойчивыми и в продольном (вдоль оси моста) направлении. Остальным опорам балочных военных мостов при пролетах до 10 *м* придают устойчивость лишь в поперечном направлении; вдоль оси моста верхнюю насадку этих опор принимают закрепленной в прогонах и проезжей части моста.

Таким образом проезжая часть, состоящая обычно из двойного настила и колесоотбойных брусьев, и прогоны военных мостов должны быть рассчитаны на передачу опорам всех вертикальных нагрузок (собственный вес, колесная и гусеничная нагрузка) и всех горизонтальных продольных (тормозных) и поперечных (ветровых и инерционных) сил.

Для выполнения этих задач проезжая часть и прогоны должны быть монолитно связаны между собой гвоздями, штырями или деревянными нагелями и прочно закреплены на опорах.

Подавляющее большинство военных мостов имеет малые пролеты (3—6 *м*), поэтому в них все пролетное строение состоит из проезжей части и бревенчатых свободно лежащих прогонов.

В малопролетных мостах прогоны осуществляются в виде одноярусных или двухъярусных свободно лежащих балочных, так называемых «простых» или «сложных» прогонов.

В решении «сложных» прогонов из бревен, по опыту войны, можно рекомендовать четырехбревенчатое сечение (рис. 494), позволяющее полностью использовать природный сбег бревна и обладающее хорошей боковой устойчивостью даже в случае малой жесткости поперечных связей.

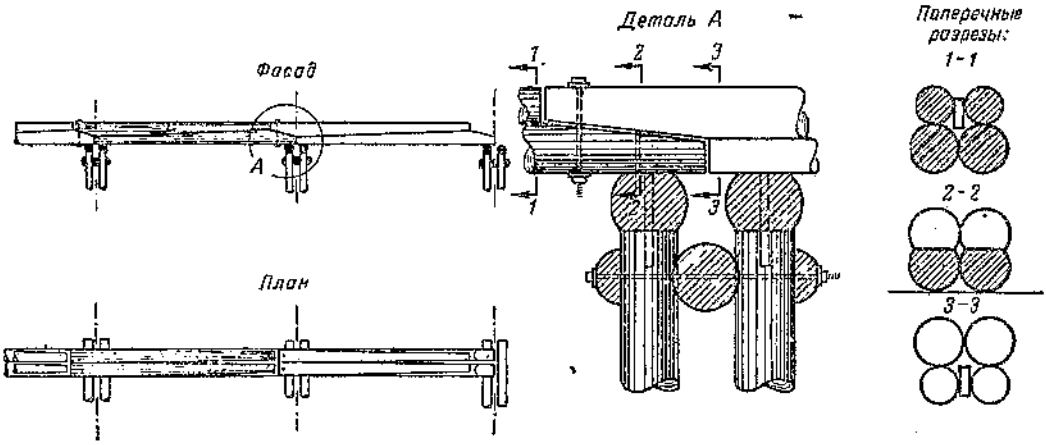


Рис. 494. Стык сложных прогонов на двухрядной опоре
Решение дано для сложного прогона из четырех бревен (связанных тонкими штырями), обеспечивающего полное использование природного сбега и хорошую боковую устойчивость

Укладка прогонов на насадку опоры наиболее просто решается с перепуском опорных концов в «переплет». При сближенной и сплошной расстановке прогонов концы их подтесываются (рис. 495).

Стыкование на подбалках может быть рекомендовано только на двухрядных опорах; при всех условиях каждая подбалка должна быть связана болтами с концами прогонов (рис. 496). Кроме того, опорный узел на подбалках должен быть плотно притесан и пространственно раскреплен. Это усложнение опорного узла, связанное к тому же с затратой металлических поковок, оправдывается только в случае необходимости воспринятия подбалкой поперечной силы и передачи сосредоточенной нагрузки, приложенной в конце одного из прогонов, обоим рядам стоек двухрядной опоры (рис. 496).

При спаренном двухъярусном решении прогонов передача нагрузки обоим рядам стоек (или свай) может быть обеспечена и без подбалки путем небольшого перепуска концов верхнего яруса и болтового крепления их с концами смежного нижнего яруса бревен (рис. 494).

При сдаче моста в эксплоатацию требуется наличие запасных частей и инструкции по восстановлению моста.

Подкосные и ригельно-подкосные мосты применяются очень редко, тем более что они не удовлетворяют требованиям пропуска ледохода.

Максимальный пролет, перекрываемый балочными мостами, определяется наличным сортаментом лесоматериалов. Обычно в лесных районах пролет доходит до 10 *м* (при условии использования четырехбревенчатого решения прогонов). Если невозможно (по соображениям пропуска ледохода, плотов и судов) ограничиться таким размером пролета, переходят к фермам, позволяющим резко понизить расход лесоматериалов (особенно если учесть значительное уменьшение

количества опор и ледорезов), но не обладающим живучестью, свойственной простейшим балочным мостам.

Большепролетные военные мосты применяются в армейских и фронтовых тылах и решаются в виде высоководных, двухпутных мостов.

При пролете до 16 *м* (в свету) целесообразно заменять бревенчатые прогоны балками составного сечения с перекрестной дощатой стенкой на нагелях или на гвоздях (фермы Тауна и Лембке) или так называемыми ригельно-раскосными фермами с сохранением непосредственной передачи нагрузки на верхний пояс ферм поперечным настилом или часто уложенными поперечинами из бревен.

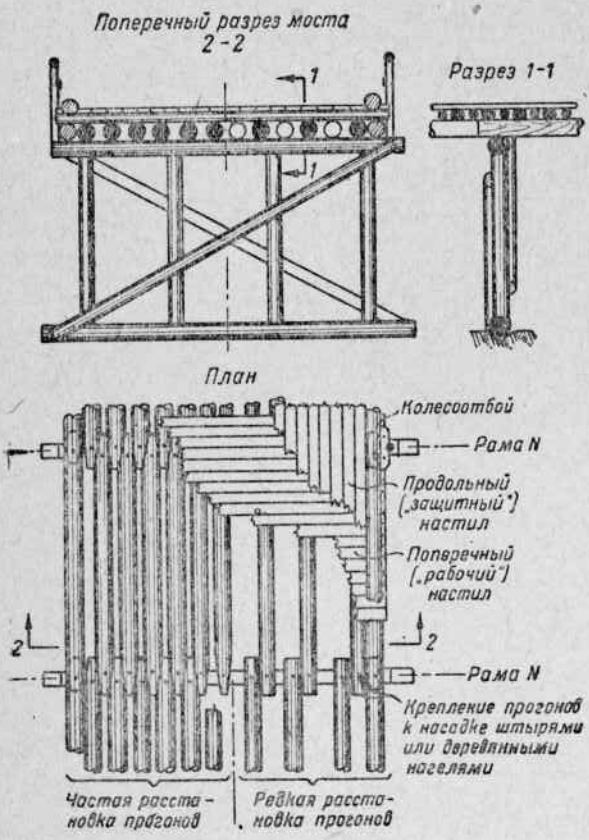


Рис. 495. Стыкование прогонов «впереплет» — на однорядной рамной опоре

Пролеты от 16 до 40 *м* перекрывают фермами Гау с узловой передачей нагрузки.

Дальнейшее увеличение пролетов требует применения комбинированных решений в виде ферм Лангера с переходом от езды поверху к езде по середине высоты, т. е. по верхнему поясу ферм жесткости и с уменьшением числа основных ферм от 4—6 до 2.

Опыт эксплоатации в военное время большепролетных мостовых деревянных конструкций вновь подтвердил необходимость обеспечения надежности работы элементов конструкции применением плотных и податливых сопряжений. Нужен решительный отказ от хрупких сопряжений, плотность которых зависит от качества пригонки при производстве работ и надежность которых определяется скалыванием или разрывом в ослабленном сечении даже при малых деформациях.

В этом отношении переход от шпоночных сопряжений к нагельным автоматически обеспечивает однообразную плотность и согласованность в работе их частей.

При решении растянутых стыков на металлических накладках следует применять короткие штыри с заершенными концами и глухари.

При сверлении в дереве глухих гнезд металлическая накладка служит шаблоном. Диаметр гнезд в дереве должен быть на 2—3 *мм* меньше диаметра соответственных штырей и глухарей. Если условия сборки не позволяют производить на месте сверление большого количества гнезд, следует применять принцип «шайб», т. е. заранее «армировать» концы сопрягаемых брусьев металлическими накладками (на тонких штырях и глухарях) и на месте сборки осуществлять стык при помощи закладки чеки или постановки натяжного болта.

Опоры военных мостов представляют в производственном отношении наибольшие затруднения.

Применяют два основных типа опор: свайные и рамные, каждый из которых имеет свои преимущества и недостатки.

Свайные опоры обеспечивают прочную и плотную заделку основания мостовой опоры в дне реки, препятствующую сдвигу, всплыванию и опрокидыванию опоры даже при больших скоростях течения.

Однако свайные опоры вовсе неприменимы при каменистых грунтах; поэтому в горных местностях преобладают рамные опоры.

Кроме того, все поперечные и продольные связи в свайных опорах и насадки приходится ставить на месте, в то время как в рамных опорах поперечные связи и насадка могут быть окончательно закреплены заранее; этим объясняются исключительно быстрые темпы установки рамных опор в низководных мостах при небольшой глубине реки и ровном дне.

При большом сечении свай и твердом грунте ручная бойка бабой (весом 60—100 *кг*) становится невозможной; приходится изготовлять копры под тяжелую бабу, что сужает фронт работ и замедляет строительство.

Указанный недостаток свайных работ может быть в большой мере обезврежен расширенным применением «дизель-молота». «Дизель-молот» безотказен в работе при любой

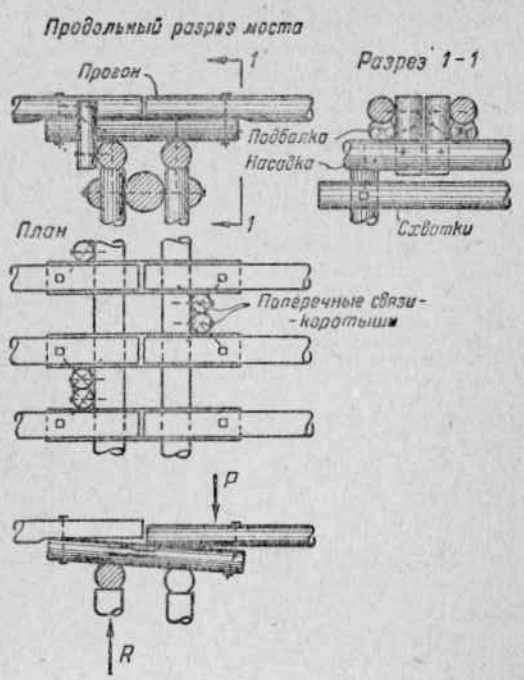


Рис. 496. Стыкование прогонов на подбалках—на двухрядной опоре. Крепление концов подбалки болтами обязательно для обеспечения передачи нагрузки обеим опорам

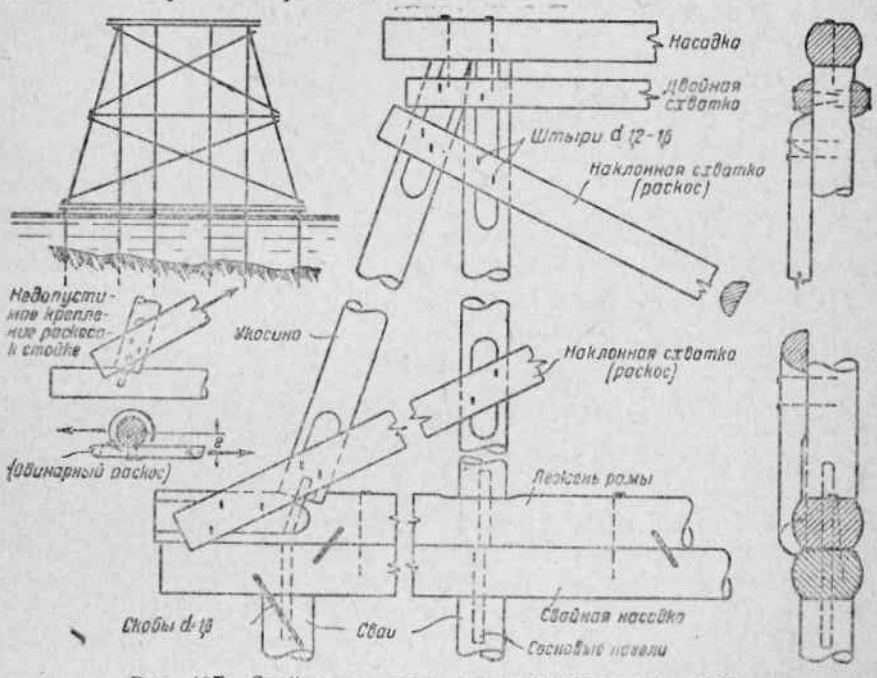


Рис. 497. Свайно-рамная опора высоководного моста.

Скобы, скрепляющие сваю с насадкой, ставятся наклонно для обеспечения крепления против горизонтального смещения

температуре, в любую погоду. Весь комплект разборного копра и бабы свободно перевозится на одной-двух грузовых машинах.

Опыт эксплоатации деревянных опор военных мостов выявил необходимость уделять больше внимания поперечной устойчивости и жесткости их. Одной из причин недостаточной жесткости поперечного крепления рамных опор является (не учитываемое обычно) влияние кручения стоек (рис. 497). Для предотвращения кручения стоек следует или прикреплять раскосы непосредственно к насадкам или фиксировать положение стоек двухсторонним обжатием их парными схватками.

В высоких опорах обязательна постановка укосин (рис. 497). Для надежного вовлечения в работу крайней (укосной) сваи следует непосредственно, без ослабления стойки врубкой, упирать укосину в насадку. Небольшие растягивающие усилия, могущие возникнуть в укосине, должны быть восприняты нагельной работой штырей или болтов.

Крепление насадки к стойкам рамы или головкам свай нередко все еще осуществляют при помощи шипов (или даже гребней), имеющих толщину и высоту приблизительно в одну треть диаметра стойки. Помимо большой трудоемкости производства работ, долбленое гнездо уменьшает площадь смятия и ослабляет опорное сечение насадки.

Если дефицит металла исключает возможность крепления насадки к стойкам на «штырях», следует применять деревянные нагели диаметром, приблизительно равным $^1/_7$ диаметра стойки и длиною около $2\ d_{cm}$.

При отсутствии дуба можно применять и сосновые нагели из плотной смолистой древесины.

ГЛАВА III

Д. К. В ТЫЛУ

§ 74. ПРИНЦИПЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ И СТРОИТЕЛЬСТВА ПРОМЫШЛЕННЫХ СООРУЖЕНИЙ

Непосредственная зависимость успеха борьбы на фронте от производительности работы тыла поставила перед промышленным и жилищным строительством сложную задачу: в кратчайшие военные сроки восстановить на новом месте работу промышленных предприятий с многократным увеличением темпов и объема производства.

В 1941 г. Наркомстрой выпустил «Инструкцию по проектированию и строительству промышленных предприятий в условиях военного времени»[1]. Вскоре же в развитие Инструкции были выпущены «Указания по проектированию и применению деревянных конструкций в условиях военного времени»[2], разработанные ЦНИПС при участии КТИС Главстройпроекта Наркомстроя.

Помимо новых, облегченных на время войны, расчетных норм и пониженных требований к качеству лесоматериалов в Указаниях даны основные типы Д. К., рекомендуемые к строительству применительно к габаритам, предписанным инструкцией Наркомстроя, а также основные меры борьбы с гниением и пожарной опасностью.

На основе указанных нормативных материалов Конторой типового проектирования и технических исследований (КТИС) Главстройпроекта Наркомстроя детально разработаны типовые решения «Облегченных конструкций промышленных зданий»[3].

На рис. 498 показан характерный разрез каркасной стены промздания. С большой последовательностью здесь проведено отделение каркасного утепленного ограждения от основных стоек, несущих покрытие: дано раздельное опирание обеих систем на фундаменты; предусмотрена возможность удобной замены отдельных частей нижней обвязки и ростверка, соприкасающихся с грунтом, на случай загнивания их; карнизный угол, подверженный наибольшему охлаждению, имеет дополнительное утепление плитным утеплителем; засыпной утеп-

---

[1] См. [6].
[2] См. [5].
[3] См. [25].

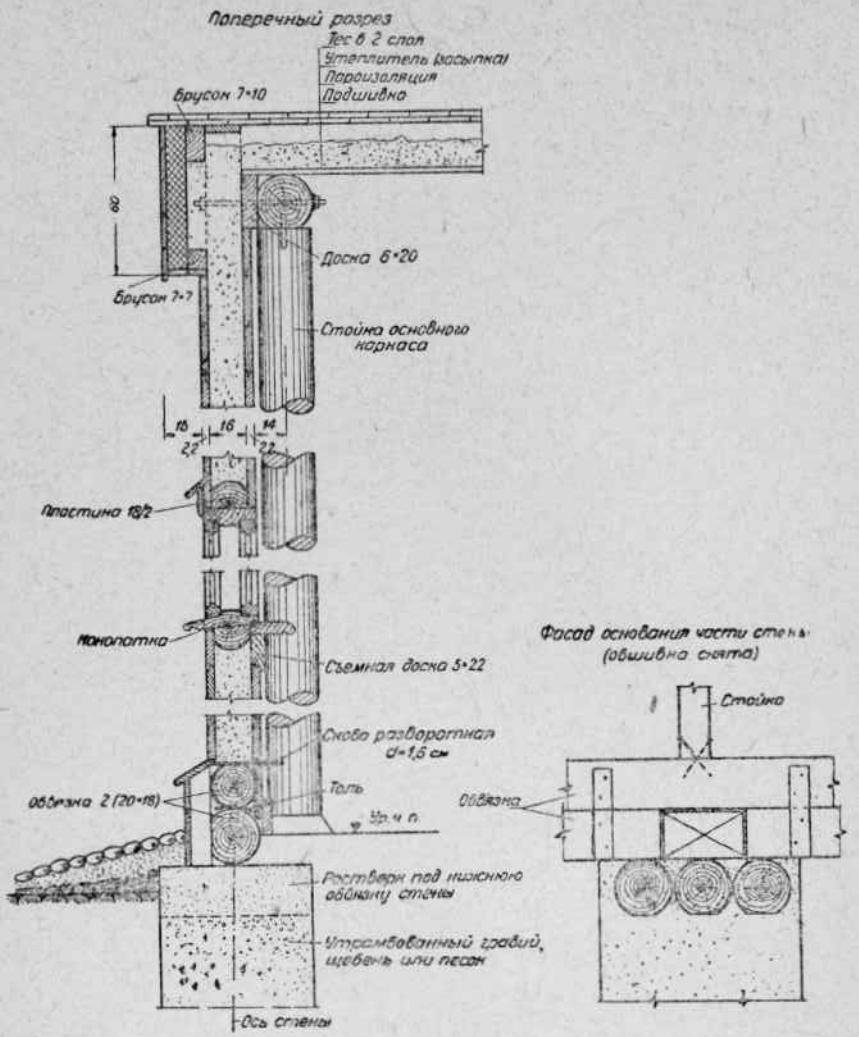


Рис. 498. Пример решения каркасной стены промздания облегченной конструкции (военного времени)

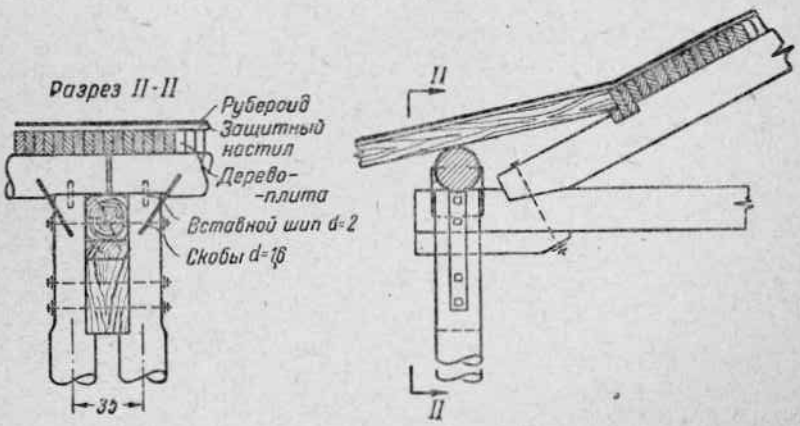


Рис. 499. Пример крепления опорного узла фермы к опорной стойке

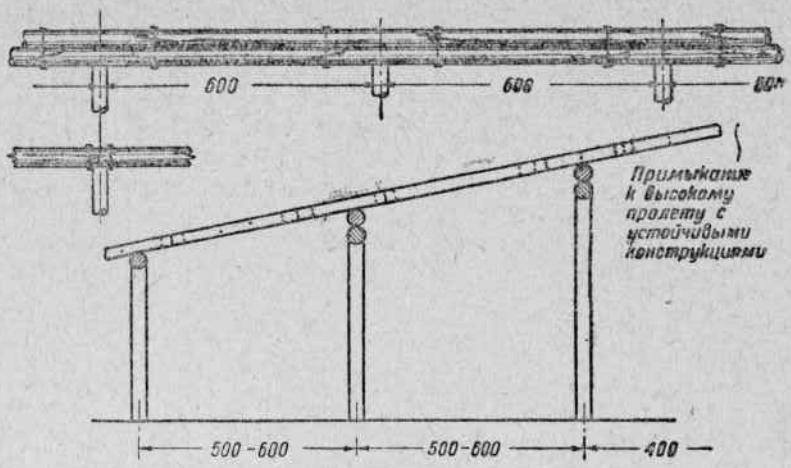


Рис. 500. Пример бесподкосного решения облегченного покрытия промздания (сетка колонн 6×6 и 6×5 м), перекрытого деревоплитой. Детали стыкования двухъярусных и одноярусных прогонов

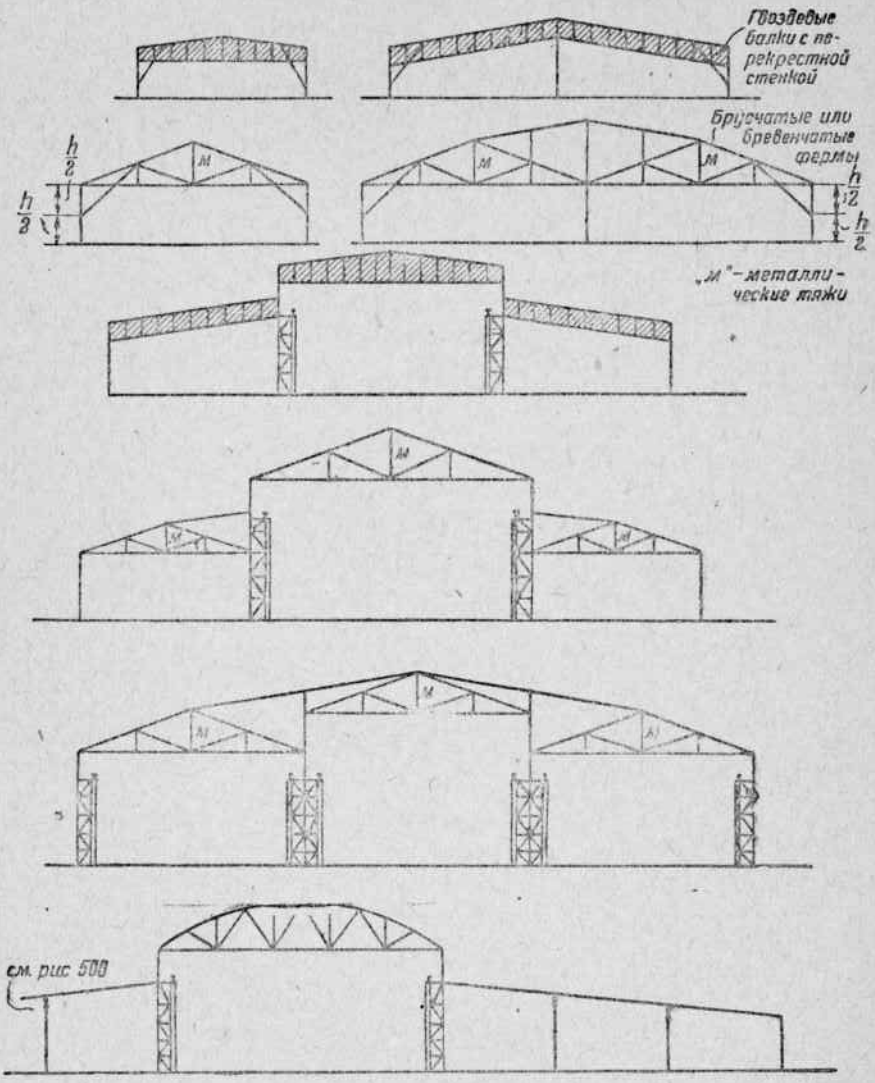


Рис. 501. Характерные схемы облегченных конструкций промзданий военного времени

литель имеет запас на усадку; съемная доска под окном позволяет перед наступлением холодов уплотнить термоизоляцию в случае ее усадки.

На рис. 499 представлен характерный узел опирания треугольной фермы на парную стойку; узел хорошо проветривается и со всех сторон доступен для осмотра.

Рис. 500 иллюстрирует характерное для 6-*м* пролета двухъярусное решение бревенчатого прогона и удачное размещение стыков. Покрытие деревоплитой тоже дано в неразрезной схеме.

Основные несущие конструкции решены в дереве с ограниченным применением металла; рекомендовано лишь небольшое число простых, проверенных и наиболее надежных решений.

На рис. 501 приведены основные схемы рекомендуемых ферм для разных типов промзданий.

В треугольной бревенчатой ферме влияние усушки обезвреживается подтяжкой средней стойки, сделанной из круглой стали. Остальные конструкции—гвоздевые из досок и брусков.

БИБЛИОГРАФИЯ

1. Нормы и технические условия проектирования деревянных конструкций (ОСТ 90001-38). Наркомстрой, Госстройиздат, М.—Л. 1939.

2. Инструкция по проектированию деревянных конструкций, Наркомстрой. Стройиздат, М.—Л. 1940.

3. Деревянные конструкции, Справочник проектировщика промышленных сооружений. Промстройпроект, ОНТИ, Гл. ред. строительной литературы, М.—Л. 1937.

4. Деревянные конструкции и сооружения. Технические условия и нормы проектирования и возведения, НКТП СССР. Институт норм и стандартов строительной промышленности (ИННОРС), Госстройиздат, М.—Л. 1935.

5. Указания по проектированию и применению деревянных конструкций в условиях военного времени, 2-е издание, Наркомстрой, Стройиздат, 1943.

6. Инструкция по проектированию и строительству промышленных предприятий в условиях военного времени, Наркомстрой, Стройиздат, 1941.

7. Свенцицкий Г. В., Расчет деревянных составных стержней на податливых связях, изд. Военно-инж. акад. РККА, 1939.

8. Писчиков В. Г., Поперечный и продольный изгиб составных деревянных стержней, «Проект и стандарт» № 6, 1936.

9. Плешков, О продольном изгибе деревянных составных стержней, «Проект и стандарт», 1935.

10. Ржаницын А. Р., Устойчивость составных стержней на упруго податливых связях. Сборник ЦНИПС «Исследование прочности и устойчивости деревянных стержней», Стройиздат, 1940.

11. Балки деревянные, составные, сплоченные дубовыми пластинками (Балки системы Деревягина), ОСТ 90063-40, 1940.

12. Инструкция по изготовлению балок системы Деревягина, Наркомстрой, Стройиздат, 1940.

13. Рабинович А. И., Составные балки из брусьев, «Проект и стандарт» № 7, 1937.

14. Brekke G. N., Bent glued rafters make strong barn. Amer. Builder, Bulding Age, v, 59, № 5, 1937.

15 Williams B. B., Construction of the Empire Exhiblition, Clasgow. Wood, v. 3, № 4, 1938.

17. Гвоздевые двутавровые балки с перекрестной стенкой. Промстройпроект, серия 258, 1937.

18. Двутавровые балки с фанерной стенкой. Промстройпроект, серия 299, 1936.

19. Инструкция по приданию деревянным балкам конструктивного строительного подъема. Промстройпроект, серия 292, 1935.

20. Корчинский И. А., Учет местной нагрузки при расчете гвоздевых двутавровых балок, «Проект и стандарт» № 8, 1934.

21. Корчинский И. А., Исследование деревянных гвоздевых балок под действием статической и динамической нагрузок, М. 1937.

22. Облегченные конструкции промышленных зданий. Выпуски первый (изд. 2-е) и второй. Наркомстрой, Главстройпроект, КТИС, 1942.

23. Инструкция по сборке деревянных балок с перекрестной стенкой. Наркомстрой, Главстройпроект, КТИС, 1942.

27. Волжин В. П., Временная инструкция по проектированию, изготовлению, устройству и эксплоатации сборных междуэтажных перекрытий с клееным коробчатым настилом ЦНИПС. Сборник «Конструкции промышленных и гражданских зданий», Стройиздат, 1940.

28. Инструкция по проектированию и изготовлению ферм малых пролетов системы инж. Деревягина, Наркомстрой, Стройиздат, 1940.

29. Типовые деревянные покрытия (альбом). Нарк. пром. строит. материалов. Главстройлес, Союзстромпроект, 1940.

30. Деревянные арки. Промстройпроект, серия 268, 1938.

31. Ковальчук М. Ф., Примеры проектирования деревянных конструкций Стройиздат М.—Л. 1941.

32. Иванин И. Я., Примеры расчета деревянных конструкций, Стройиздат М.—Л., 1941.
33. Новиков А. А., Рамы двутаврового сечения с дощатой или фанерной стенкой. Справочник проектировщика промышленных сооружений, т. Дерев. констр., Промстройпроект, ОНТИ, Гл. ред. строительной литературы, М.—Л. 1937.
34. Атлас инженерных деревянных конструкций. НКТП СССР, Научно-исследов. инст. промсооружений (ЦНИПС) СДК, Госстройиздат, 1933.
35. Цвингман Г. А., Основные формы деревянных конструкций. Рамные формы сплошных конструкций. «Строительная индустрия», т. VII, ОНТИ, Гл. ред. строительной литературы, М.—Л. 1934.
36. Цвингман Г. А., Рамы, «Сводный каталог проектов» № 6, Деревянные конструкции. Центр. б-ка чертежей и проектов, М.—Л. 1934.
37. Безухов Н. И., К пересмотру теории расчета деревянных конструкций мостов. Труды Московского автодорожного института им. В. М. Молотова. Сб. 2, Госстройиздат, 1935.
38. Инструкция по эксплоатации и ремонту деревянных конструкций зданий и сооружений, Нарком трой, Стройиздат, 1943.
39. Гибшман Е. Е., Деревянные мосты на автомобильных дорогах, Изд. Наркомхоза РСФСР, 1938.
40. Отрешко А. П., Покрытия по сегментным и полигональным фермам, Стройиздат, 1938.
41. Металлодеревянные конструкции. Альбом-справочник. Проектстройдеталь, 1937.
42. Писчиков В. Г., Балочные фермы. Справочник проектировщика промышленных сооружений, Промстройпроект, ОНТИ, Гл. ред. строительной литературы, М.—Л. 1937.
43. Давыдов Д. И., Знаменский Е. М., Цыпленков И. А., Металлодеревянные конструкции, «Строительная промышленность» № 3, 1938.
44. Хитров Е. В., Действительная работа деревянных конструкций, ЦНИПС. Сектор деревянных конструкций. Отчет по научно-исследовательской теме, 1934.
45. Деревянные тавровые балки на гвоздях и зубчато-кольцевых шпонках, НКТП СССР. Институт норм и стандартов строительной промышленности, Проект стандарта, 1931.
46. Мордухин С. А., Опыт изготовления и сборки ферм на зубчато-кольцевых шпонках, «Строительная промышленность» № 9, 1936.
47. Иванов Ю. М., Действительная работа деревянных конструкций по результатам опытных исследований. Сборник статей и аннотаций по деревянным конструкциям под ред. проф. Г. Г. Карлсена и инж. Г. А. Цвингмана, Госстройиздат, М.—Л. 1934.
48. Жак С. М., Деревянная полигональная параболическая ферма, «Проект и стандарт» № 4, 1934.
49. Замараев В. А., Сегментные фермы, Справочник проектировщика промсооружений, т. Дерев. констр., Промстройпроект. ОНТИ, Гл. ред. строительной литературы, 1937.
50. Жудин Н. Д., Работа криволинейного верхнего пояса в деревянных стропильных фермах, «Проект и стандарт» № 9, 1934.
51. Сегментные фермы, Промстройпроект. Отдел стандартизации, 1934.
52. Карташев А., Испытание сегментных ферм на Уралвагонстрое, «Проект и стандарт» № 1, 1936.
53. Жудин Н. Д., Испытание двух сегментных ферм. Сборник трудов Киевского строительного института, вып. 2, ГНТИ Украины, Харьков—Киев, 1935.
54. Большаков В. В., Руководство по эксплоатации и ремонту деревянных конструкций, Госстройиздат, М.—Л. 1939.
55. Писчиков В. Г., Новый метод расчета и конструирования деревянных сегментных ферм, «Строительная промышленность» № 4—5, 1942.
56. Скворцов В. М., О новом типе стропильных ферм, «Строительная промышленность» № 5, 1931.
57. Керстен, Современные инженерные деревянные конструкции. Гострансиздат, М.—Л. 1932.
58. Гестеши Т., Деревянные сооружения, Машгиз, М. 1929.
59. Штейман Г. А., Склады сыпучих материалов. Справочник проектировщика промсооружений, т. Дерев. констр., Промстройпроект. ОНТИ, Гл. ред. строительной литературы, М.—Л. 1937.
60. Писчиков В. Г., Трехшарнирные арки из сегментных ферм. Справочник проектировщика промсооружений, т. Дерев. констр., Промстройпроект. ОНТИ, Гл. ред. строительной литературы, М.—Л. 1937.
61. Нешумов и Леняшин, Таблицы и графики для расчета деревянных конструкций, Стройиздат, 1935.
62. ВСУ РККА. Конструктивные детали зданий, т. IV, изд. НКВМ, 1934.
63. Reimer Otto, Versuche mit Nagelverbingungen anlässlich der Verstärkung der hölzernen Bohlenbögen in der Breslauer Mess halle. «Bauing»., H. 21/22, 1933.
64. Кочетков, Цвингман и Менделевич, Плотничные работы, Стройиздат 1939.
65. Ржаницын А. Р., Работа связей в составных стержнях. Сборник № 2 трудов инженерно-строительного института им. Куйбышева, М. 1939.
66. Коченов В. М., Экспериментально-теоретические исследования деревянных конструкций, ОНТИ, Гл. ред. строительной литературы 1938.

67. Дараган А. К. и Шимкевич А. Л., Проверочный расчет перекрытия системы Шухова-Брода. Сборник научных трудов Научно-исследов. института гражд. пром. и инж. сооружений № 1—2, Харьков—Киев, 1932.
68. Долибр, О перекрытиях Шухова-Брода. Сборник научных трудов Научно-исследов. института гражд. пром. и инж. сооружений № 1—2, Харьков—Киев, 1932.
69. Иванов В. А., Двойной гнутый свод (Шухова-Брода). Труды Ленинградского института сооружений, вып 1, М.—Л. 1934.
70. Кочетков Д., Испытание деревянных сводов системы Шухова-Брода, «Строительная промышленность» № 1, 1931.
71. Кочетков Д., Новейшие крыши системы Шухова-Брода. «Строитель» № 3, 1931.
72. Кочетков Д., Новейшие крыши системы Шухова-Брода. «Строитель», № 7, 1931.
73. Кочетков Д., Проблема перекрытий больших пролетов, «Строительная промышленность» № 18, 1929.
74. Лисенко А. О., Усовершенствованное деревянное покрытие системы Шухова-Брода с фонарями, «Строитель» № 9—10, 1933.
75. Ф—н, Некоторые соображения о конструкции свода Шухова-Брода над зданием тряпичной базы, «Строитель» № 9—10, 1933.
76. Сведюк И. А., К расчету двойного гнутого свода, «Проект и стандарт» № 8, 1934.
77. Соколов М. И., Своды Шухова-Брода на Рязанском деревообделочном заводе «Строитель», № 23—24, 1931.
78. Стригутский Г. И., Своды Шухова-Брода дешевы, рациональны, экономичны, «Строительство Москвы» № 7, 1932.
79. Otzen R., Die statische Berechnung der Zollbaulamellendächer, «Industriebau» № 8—9, 1923.
80. Андреев С. А., Деревянные конструкции в строительстве (системы Цоллингера, Сименс Бауунион), «Стройиндустрия» № 5—6, 1930.
81. Ершов П. Н., Инструкция по сборке сетчатых сводов с подвижных лесов. «Проектстройдеталь» НИБ, тема 117.
82. Зубарев Ю. Н., Сетчатый свод системы Цоллингера пролетом 16 *м*, «Проектстройдеталь» НИБ, тема 103.
83. Зубарев Ю. Н., Безметалльный сетчатый свод с центрированной сеткой пролетом 16,0 *м*, «Проектстройдеталь» НИБ, тема 104.
84. Зубарев Ю. Н., Безметалльный сетчатый свод с прямоугольной сеткой, «Проектстройдеталь», НИБ, тема 105.
85. Каменцев П. Я., Сетчатое покрытие Цоллингера из досок, «Строительная промышленность» № 10, 1925.
86. Кашкаров, Кружально-сетчатый свод пролетом 81,24 *м* (ЦНИПС. Отчет по научно-иссл. теме, наряд № 3132).
87. Кочетков Д. А., Безметалльные деревянные своды, «Строитель» № 10, 1934.
88. Мордкин, Ржаницын, Уридия, Типовой проект безметалльного кружально-сетчатого свода системы СДК ЦНИПС (ЦНИПС. Отчет по научно-иссл. теме, наряды №№ 500 I, 500 II).
89. Освенский Б. А., По вопросу применения конструкций системы Цоллингера, «Строительная промышленность» № 1, 1930.
90. Освенский Б. А., Безметалльные сегментные своды, Строит. бюллетень НКЛП № 1, 1939.
91. Освенский Б. А., Безметалльный кружально-сетчатый свод (ЦНИПС. Отчет по научно-иссл. теме, наряд № 3110).
92. Освенский Б. А., Свод системы Цольбау (ЦНИПС. Отчет по научно-иссл. теме, наряд № 358).
93. Проневич В. П., Крытый стадион на 30 000 зрителей, ИСИ им. Куйбышева, Каф. Д. К., 1935.
94. Рясин, Ромбические крыши системы Геннебека, «Строительная промышленность» № 9, 1931.
95. Святогор А., Безметалльный центрированный сетчатый свод пролетом 16 *м* над столовой, «Проектстройдеталь» НИБ, тема 68.
96. Смирнов, Крытый стадион, ИСИ им. Куйбышева, Каф. Д. К., 1937.
97. Э. С., Деревянное сетчатое покрытие для небольших строений, «Строительная промышленность» № 12, 1925.
98. Charpentes en lamelles, «L' Architecture d'aujourdui», № 11, 1938.
99. Berking. Das Lamellendach, «Volkswohnung» № 22, 1921.
100. Eiselen, Das Zollbau-Lamellendach, «Holzbau» № 13, 1923.
101. Crestin F., Les charpentes en lamelles, «Genie Civil» № 22, 1925.
102. Crestin F. ,Les charpentes en lamelles de bois, Calcule de fatigues et essais de resistance, «Genie Civil» № 20, 1933.
103. Crestin F., Les charpentes en lamelles de bois, «Genie Civil» № 13, 1939.
104. The lamella roofs. «Lumber and its utilization», vol. IV, 1923.
105. Trussless roofs for aeroplane hangars, «Timber news and sawmill Chronicle» № 11, 1939.
106. Kelly D. S., Timber ski jump 180 ft high built at Chicago stadium. Engin. News Record, v. 118, № 9, 1937.

107. Каган М. Е., Свод-оболочка в дереве. «Строительная промышленность» № 2—3, 1931.
108. Каган М. Е., Свод-оболочка в дереве, «Строитель» № 19, 1931.
109. Деревянный ребристый свод-оболочка. Сборник статей. ОНТИ. Гл.ред. строительной литературы, 1935.
110. Каган М. Е. и Ершов П. Н., Ребристый свод-оболочка, «Строительная промышленность» № 1, 1933.
111. Каган М. Е. и Наумов И. И., Упругие свойства сводов-оболочек в экспериментальном освещении, «Строительная промышленность» № 3, 1933.
112. Каган М. Е., Ершов П. Н., Губенко А. Б., Духовный, Цыпленков И. А., Ребристый свод-оболочка, Госстройиздат, 1935.
113. Ершов П. Н., Каган М. Е., Цыпленков И. А., Испытание модели свода-оболочки пролетом 200 м, «Стройиндустрия» № 1, 1935.
114. Каган М. Е., Свод-оболочка, Справочник «Строительная индустрия».
115. Большаков В. В. и Каган М. Е., Основы расчета и проектирования деревянных конструкций, «Строительная индустрия», т. III. ОНТИ, Гл. ред. строительной литературы, М.—Л. 1934.
116. Финк К., Деревянный свод-оболочка, «Строительная промышленность» № 1, 1933.
117. Гвоздев А. А., К вопросу расчета цилиндрических сводов-оболочек, «Строительная промышленность» № 1, 1933.
118. Власов В. З., Новый метод расчета тонкостенных призматических складчатых покрытий и оболочек, Госстройиздат, 1933.
119. Власов В. З., Новый метод расчета ребристых сводов-оболочек на совместное действие изгиба и кручения, «Проект и стандарт» № 8, 9, 10, 1936.
120. Власов В. З., Строительная механика оболочек, ОНТИ, Гл. ред. строительной литературы, 1936.
121. Пастернак П. Л., Практический расчет складок и цилиндрических оболочек с учетом изгибающих моментов, «Проект и стандарт» № 1, 1933.
122. Мильвицкий Р., Из опыта проектирования новых конструкций для зданий химзаводов, «Химстрой» № 4, 1932.
123. Мильвицкий Р., Опыт проектирования новых строительных конструкций для зданий химических заводов, «Химстрой» № 9—10, 1931.
124. Мильвицкий Р., Деревянный купол, «Новости техники» № 14, 1932.
125. Кашкаров К. П., Куполы. Справочник проектировщика, т. Дерев. констр., Промстройпроект. ОНТИ, Гл. ред. строительной литературы, М.—Л. 1937.
126. Лопатин Б., Постройка здания Госцирка в г. Иваново, «Строительная промышленность» № 1, 1934.
127. Диваков К. Г., Деревянное купольное перекрытие Саратовского госцирка, «Строитель» № 10, 1934.
128. Цвингман, Основные типы деревянных конструкций. Куполы, «Строительная индустрия» т. VII, ОНТИ, Гл. ред. строительной литературы, М.—Л. 1934.
129. Кашкаров К. П., Новая конструкция деревянного купола (Кольцемассивный купол), «Проект и стандарт», 1936.
130. Свенцицкий Г. В., Технический проект деревянного ребристого купола Дворца культуры в Ленинской слободе (Москва), Научно-технический отчет ЦНИПС, 1933.
131. Клейменов Б., Постройка купола, «Строительная промышленность» № 9, 1935.
132. Дишингер, Оболочки, тонкостенные куполы и своды, Госстройиздат, 1932.
133. Seitz H., Пятнадцатилетие современных деревянных конструкций, «Bauing.» № 7, 8, 1935 и «Стройиндустрия» № 6, 1935.
134. Фоломин А. И., Несколько интересных деревянных конструкций, «Стройиндустрия» № 1, 1936.
135. Seitz H., Die Holztürme des Gross-Senders Mühlacker, «Bauing.», 29, 1931.
136. Мандрик М. С., Наземное оборудование парашютных станций, ЦС Осоавиахима, 1937.
137. Наставление по производству геодезических работ, Отдел издательства Наркомвоенмора, 1934.
138. Широков С. В., Американские методы геодезических работ, ОНТИ НКТП, 1935.
139. Мишустин И. А., Постройка градирни с башней новой конструкции, «Строитель» № 1, 1938.
140. Кандеев В. И., Котляр Е. Ф., Стальные резервуары, ОНТИ, Госмашметиздат, 1934.
141. Ковальчук М. Ф., Башни системы Шухова. Справочник проектировщика промсооружений, т. Дерев. констр., Промстройпроект. ОНТИ, Гл. ред. строительной литературы, М.—Л. 1937.
142. Петров Д., Железные водонапорные башни, их назначение, конструкции и расчеты.
143. Гениев Н. Н., Водоснабжение железнодорожных станций, ОГИЗ, Госстройиздат, 1932.
144. Грищков Н. И., Лысков В. П., и Пеньков Л. И., Расчет башен системы Шухова на прочность и устойчивость, «Вестник инженеров и техников» № 7, 1933.

145. Лысков В. П., Устойчивость цилиндрических сетчатых оболочек. ВИА и Гипростальмост. Металлические конструкции. Сборник статей, Госстройиздат, 1934.
146. Ковальчук М. Ф., Деревянная башня-оболочка, «Проект и стандарт» № 6, 1933.
147. Ковальчук М. Ф., Каган М. Е., Деревянная водонапорная башня-оболочка системы СДК ЦНИПС, «Проект и стандарт» № 8, 1933.
148. Благов И. Г., Градирни. Расчет и конструкции, ОНТИ, Энергоиздат, 1933.
149. Технические условия на сооружение автомобильных дорог и мостов, Гушосдор, 1938.
150. Технические условия проектирования мостов и труб под железную дорогу нормальной колеи, Трансжелдориздат, 1938.
151. Технические условия проектирования и сооружения промышленных подъездных железнодорожных путей широкой колеи с паровой тягой, Транспортное управление НКПП, 1935.
152. Технические условия проектирования и сооружения построечных железнодорожных путей широкой и узкой колеи (1524 и 750), Стройиздат, 1933.
153. Подмостовые габариты для постоянных и временных мостов на судоходных и сплавных реках $\frac{\text{ОСТ}}{\text{ВКС}}$ 6432.
154. Габарит приближения строений на ж. д. $\frac{\text{ОСТ}}{\text{ВКС}}$ 6435.
155 Гибшман Е. Е., Герцог А. А., Скрипко А. Ф., Материалы для вариантного проектирования автодорожных мостов, Госстройиздат, 1935.
156. Справочник инженера-дорожника. Том «Искусственные сооружения» под ред. проф. Н. М. Митропольского, Госстройиздат, 1936.
157. Цаплин С. А., Деревянный мост через р. Пахру, Гострансиздат, 1933.
158. Лукин Ф. С., Гребенкин, Танеев Н. П., Практика постройки мостов из креозотированного леса, Гострансиздат, 1933.
159. Попов И. Г, О расчете деревянных балочных мостов. Вестник ВИА РККА. Переправочно-мостовой сборник, вып. I, 1934.
160. Попов И. Г., Деревянные балочные мосты с одиночными прогонами. Труды Ленинградского института инженеров коммунального хозяйства, вып. IV, 1935.
161. Патон Е. О., Деревянные мосты, 1921.
162. Жак С. М., Оршанский И. И., Эстакады и галлереи. Справочник проектировщика промсооружений, т. Дерев. констр., Промстройпроект, ОНТИ, Гл. ред. строительной литературы, М.—Л. 1937.
163. Квятковский А. В., Возможности деревянного мостостроения. Сборник «Деревянные конструкции», ЛенНИТО строителей, Стройиздат, 1937.
164. Цаплин С. А., Висячие мосты, Гострансиздат, 1937.
165. Большаков В. В., Сложные системы плоскостных конструкций в приложении их к мостостроению больших пролетов. Справочник проектировщика промсооружений, т. Дерев. констр., Промстройпроект. ОНТИ, Гл. ред. строительной литературы, М.—Л. 1937.
616. Хлебников Е. Л., Постройка железобетонных мостов, Трансжелдориздат, 1938.
167. Передерий Г. П., Курс мостов, ч. 2, Госжелдориздат, 1933.
168. Кирхнер, Подмости, леса и кружала, Гостехиздат, 1931.
169. Мюллер-Breслау, Графическая статика, т. II, ч. 1 и 2, 1910 и 1913.
170. Проскуряков, Строительная механика, ч. 1 и 2. Госстройиздат, 1925.
171. Прокофьев, Теория сооружений, т. I, вып.1 и 2, Госстройиздат, 1932.
172. Пичников В. Г., Фермы. Справочник проектировщика промсооружений, т. II, Промстройпроект, ОНТИ, Гл. ред. строительной литературы, М.—Л. 1937.
173. Блейх, Теория и расчет железных мостов, Гострансиздат, 1931
174. Рабинович И. М., Курс строительной механики стержневых систем, ч. 1 и 2, Госстройиздат, 1938.
175. Цветаев В. Д., Современная фабрично-заводская архитектура, Госстройиздат, 1932.
176. Справочник инженера проектировщика промсооружений, т. II, Расчетно-теоретический. Промстройпроект, ОНТИ, Гл. ред. строительной литературы, М.—Л. 1934.
177. Schw. Z. für Strassenbau № 7, 1925.
178. Genie Civil, т. XXXIII, № 12—14, 1923.
179. Genie Civil, т. XCVII, № 14, 1930.
180. Cherre W., Poutres composées. Const. Ciment Armé, № 218, 1937.
181. Иванов В. Ф., Деревянные конструкции гражданских сооружений, ч. 2, Госстройиздат, М.—Л. 1934.
182. Бугаец и Кохан, Перекрытия над чертежными Киевского энергоинститута, «Строительная промышленность» № 5, 1931.
183. Розенберг И., Ремонт строительных ферм над колонным залом Дома союзов, «Строительная промышленность» № 1, 1931.
184. Анстов Н. Н., Один из способов реставрации старых ферм, «Строительная промышленность» № 3, 1925.
185. Логинов Л., Сборка и установка на заводе Ростсельмаш деревянных арочных ферм с криволинейным верхним поясом и железной затяжкой, «Строитель» № 21, 1932

186. Сливицкий С., Экономика инженерных деревянных конструкций, «Строительная промышленность» № 4, 1933.
187. Иванов В. Ф., Опыт изучения аварийности деревянных конструкций и способы их усиления. Сборник «Дерев. констр.» ЛенНИТО строителей, Стройиздат, 1937.
188. Пинчиков В. Г., Уроки одной аварии, «Проект и стандарт» № 6, 1933.
189. Maier Leibnitz, Der Einsturz der Stuttgarter Stadthalle, «Bautechnik» № 9, 1929.
190. Campredon S., Le bois dans les constructions, reuseignements généraux, charges de récurité, tableaux d'emploi. Paris, Dunod, 1938.
191. Seitz, Schäden an einem statischunbestimmten Holztragwerk, ihre Ursachen und Behebung, «Bautechnik» № 50, 1931.
192. Seitz, Der Einsturz der Holztürme des Senders München, Stadtheim, «Bautechnik» H. 29, 1933.
193. Stoy. W., Instandsetzung und Verstärkung von Ingenieurholzbauten. Zeitschr. V. D. I., v. 81, № 49, 1937.
194. Анненков М. Д., Курс деревянных конструкций, изд. 2-е, ОНТИ, Гл. ред. строительной литературы, 1938.
195. Иванов и Цвингман, Деревянные трехшарнирные арки из сегментных ферм, «Строительная промышленность» № 7, 1938.
196. Рагинский, Новая конструкция деревянной разборной буровой вышки, «Проект и стандарт» № 11, 1935.
197. Пастернак П. Л., Конструкции большого театра в Новосибирске, «Проект и стандарт» № 1, 1935.
198. Матери, Конструкции большого театра в Новосибирске, «Проект и стандарт» № 11, 1935.
199. Карлсен Г. Г., Деревянные конструкции, «Проект и стандарт» № 11, 1937.
200. Деревягин В. С., Из практики индустриального изготовления деревянных конструкций, «Строительная промышленность» № 7, 1936.
201. Инструкции по обследованию деревянных конструкций промышленных зданий и сооружений, НКАП. Первое главное управление, М. 1939.
202. Технические условия на производство и приемку общестроительных и специальных работ, вып. II, ч. 2, Наркомстрой, Стройиздат, 1940.
203. Указания по временному восстановлению поврежденных зданий и по разборке обрушившихся зданий и их частей, Стройиздат, 1941.
204. Gesteschi, Th., Hölzerne Dachconstruktionen Ihre Ausbildung und Berechnung, 4 Auflage., Ernst u. Sohn, B., 1928.
205. Barber C. M., Rigid timber frames in Cleveland exposition buildung utilize stressed plywood, Constr. Methods, v. 18, № 8, 1935.
206. Buildings rising on site of Golden gate exposition, West. Constr. News, № 1, 1937.
207. Campredon J., Idées modernes sur l'emploi du bois dans les charpent à grande portée, «Architecture d'aujourdhui», Novembre № 11, 1936.
209. King H., Exhibit palaces, «Excavating Engineer», v. 32, № 5, 1938.
210. Nedved J., Ivetova vystava v. Brusely, «Zpravy verejne sluzbi technicki», v. 18, № 1, 1936.
211. Schaffer F., Österreichische Holzgrossbauten, Zeitschr, «VDI», v. 81, № 33, 1937.
212. Schubiger E., Eine grosse Halle in Holznagelbau, «Schweiz. Bauzeit», v. 100, № 12—13, 1937.
213. Schubiger E., Holznagelbau an der Pariser Ausstellung, «Schweiz. Bauzeitung», v. 110, № 12, 1937.
214. Timber plays a leadingrole, «Eng. News Record», v. 121, № 15, 1938.
215. Dudley F., Holtman, Wood Construction, Mc Graw-Hill Book Company, New-Iork and London, 1929.
216. Le bois et ses nouvelles applications dans la construction, «L'architecture d'aujourdhui» № 11 Novembre, 1938.
217. Золотов С. Ф., Метод сравнительной характеристики деревянных мостовых ферм на автогужевых дорогах, ЦИАТ, Лентрансиздат, Л. 1933.
218. Хомутинников Н. И. и Теплицкий А. В., Деревянные мосты, конструкции и проектирование, Трансжелдориздат, М. 1938.
219. Митропольский Н. М., Примеры проектирования мостов, вып. I, Деревянные мосты, Гострансиздат, 1932.
220. Кильчицкий А. А., Надзор и содержание деревянных мостов, ГНТИ Украины, Харьков—Киев, 1935.
221. Лукин А. П., Холпачев К. Х., Сергиевский Н. Д., Расчет ригелы о-подкосных мостов, Гострансиздат, Л. 1935.
222. Исследование мостовых дощато-гвоздевых конструкций, под общей ред. проф. Н. М. Беляева и проф. В. К. Качурина. НКВД СССР Гушосдор ДОРНИИ, Гострансиздат, М.—Л. 1937.
223. Ильясевич С. А., Новости городского мостостроения, Гострансиздат, М.—Л. 1935.
224. Pietro Gerardo Jansen, Strade Italiane nel Siam, «Le Strade» № 3, 1933.
225. Composite trestle-type bridges on 100 ft. two—column bents, «Eng. News Record», v. 117, № 6, 1936.
226. Gregory W. B., The Lake Pontchartrain trestle. «Railway Engin. and Maintenance», v. 33, №·2, 1937.

227. Hanrahan F. I., Examples of recent timber bridge construction, «Roads and Streets», v. 81, № 10, 1938.
228. Knoll W., Entwurf einer hölzernen Strassenbrücke von 160 m. Spannweite, «Schweiz. Bauzeitung», v. 109, № 13, 1937.
229. Lincoln R. W., Timber bridge in Washington of three—hinged arch type, «Western Construction News», v. 11, № 10, 1936.
230. Smith W. D. and Krausse R. K., Timber stiffening trusses for suspension bridge of 345 ft. span., «Eng. News Record», v. 116, № 14, 1936.
231. McCulough C. B., Highway viaducts in Oregon of prefabricated timber, «Eng. News Record», v. 113, № 14, 1934.
232. Smith W. D., Three Hinge timber arch bridge built by CCC in Oregon, «Eng. News Record», v. 117, № 27.
233. Suspension cables carry walkway bridge, «Constr. Methods and Equip.», v 19. № 11, 1937.
234. Largest timber arch centrers support rib forms on Ohio bridge. «Constr. Methods and Equip.», v. 20, № 64, 1938.
235. Краткий справочник по обследованию и усилению деревянных мостов на автогужевых дорогах. Дориздат. Гушосдор НКПД СССР, 1943.
236. Siz—point pickup for 10—ton timber trusses, «Eng. News Record», v. 120, № 3, 1938.
237. Miozzi E., Il ponte di legno sul «Canal Grande» a Venezia, «Ann. Lav. Publ.», v. 71, № 5, 1933.
238. Suspension bridge of timber 240 ft span by CCC labor in Idaho, «Eng. News Record», v. 115, № 20, 1935.
239. Timber arch of 180 ft span uses metal ring connectors. «Eng. News Record», v. 114, № 5, 1935.
241. Серк Л. А., Курс архитектуры, гражданские и промышленные здания, т. I, II, и III, Госстройиздат, М.—Л. 1939.
242. Схемы промышленных зданий для строительства в условиях военного времени (НР-80-42). Наркомстрой, Стройиздат, 1942.
243. Карлсен Г. Г., Расчет деревянных конструкций военного назначения, Изд. ВИА, 1942.
244. Показатели объемов работ, расхода рабсилы и материалов на 100 $м^2$ промышленных зданий с облегченными конструкциями, вып. I и II. Наркомстрой, Главстройпроект, КТИС, 1942.
245. Указания по строительству промышленных зданий в условиях военного времени, организация и производство работ, Наркомстрой, Техническое управление, Гипрооргстрой, 1942.
246. Инструкция по сборке деревянных сегментных ферм, Наркомстрой, Главстройпроект, КТИС, 1942.
247. Справочные данные по деревянным конструкциям, вып. I. Наркомстрой, Главстройпроект, КТИС, 1942.
248. Инструкция по противогнилостной защите древесины в зданиях и сооружениях (И-69-42), Наркомстрой, Стройиздат, 1943.
249. Инструкция по хранению и естественной сушке лесоматериалов на стройках (И-65-42), Наркомстрой, Стройиздат, 1943.
250. Инструкция по отбору лесоматериала для несущих конструкций (И-67-42), Наркомстрой, Стройиздат, 1943.
251. «Строительная промышленность», 1938—1943.
252. Указания по восстановлению поврежденных промышленных зданий и санитарно-технических систем в условиях военного времени» (У-45-42), Наркомстрой, Стройиздат, 1943.
253. Технические решения и методы строительства в условиях военного времени. Наркомстрой, Техническое управление, Стройиздат, 1943.
253. Курочкин М. Г., Механизированное производство конструкций деревянных мостов, Трансжелдориздат, М. 1943.
255. Гибшман Е. Е. и Столярская И. А., Мост с деревянными фермами рекордных пролетов, «Строительство дорог» № 5—6, 1943.
256. Указания по проектированию и строительству промышленного железнодорожного транспорта в условиях военного времени (У-32-42), Наркомстрой, Техническое управление, Стройиздат, 1942.
257. Указания по проектированию и строительству промышленных автогужевых дорог в условиях военного времени (У-38-42). Наркомстрой, Стройиздат, 1943.
258. Инструкция по проектированию и строительству железнодорожных линий и сооружений в условиях военного времени, НКПС, 1942.

Автогужевые мосты 539, 559
Арки 7, 176, 329
— гнутые эми 14, 18, 112, 153
— двухслойные 107
— двухшарнирные 129, 178
— деформативность 112
— клеефанерные 147
— конструкции 97, 113, 114, 129
— кружальные Делорма 14, 18, 106, 153
— серповидные 338
— сквозные 344
— расчет 101, 105, 109, 114, 117, 112, 131
— трехслойные 108
— трехшарнирные сист. Деревягина 12, 97, 152
— — из сегментных ферм 176, 329
— — из серповидных ферм 338
— — из треугольных ферм 339
— — из ферм с параллельными поясами 343
— — сегментной формы 14, 114, 176
— — серповидной формы 16
Арочные мосты 542, 568

Балки бревенчатые 97
— брусчатые 33, 97
— двутавровые 10
— — гвоздевые 72, 180
— — с дощатой стенкой 10
— — с фанерной стенкой 10
— лесоматериал 62, 80, 88, 97
— на колодках 26, 67
— на наклонных шпонках 8, 66, 67
— на пластинчатых нагелях 57, 152
— на поперечных шпонках 10, 66, 67
— на продольных шпонках 8, 66
— — изготовление 69
— — расчет 68
— несущая способность 33
— провисание 66
— составные 7, 24, 28
— — Деревягина 8, 57, 59
— — — расчет 59, 64
— — — изготовление 61
— — поперечный изгиб 24, 34
— — прогиб 27
— с наклонным верхним поясом 79
— с параллельными поясами 76
— с подпружной цепью 360
— усушка 66
Балочные мосты 540, 558, 562
— — конструкция 558
— — расчет 563
— — фермы 577
Башни 494, 496
— водонапорные 497, 499, 501, 503
— для ветряка 501
— монтажные 501
— на врубках 503
— на нагелях 504
— основные формы 496
Башни причальные 501
— прожекторные 496, 501
— решетчатые 509
— сетчатые 511
Башни-градирни 497, 499, 501, 523
Башни-оболочки 494, 514
Безметалльные своды системы Песельника 406
Бревенчатые рамы 602
Брусчатые рамы 602

Вантовые мосты 550, 590
Ветровая нагрузка 20, 370, 482, 529
Ветровые фермы 371
Висячие мосты 588
Ветровые фермы 371
Висячие мосты 588
Водонапорные башни 497, 499, 501, 503, 515
Военно-мостовые ДК 615
Временная нагрузка 19
— — эксплоатационная 20
Выставочные павильоны 138
Вышки 497, 501

Гвоздевой забой, 77, 78, 92, 127 131, 143 438, 472, 483
Гвоздевые балки 72, 80, 97
— — расчет 88
Гидроизоляция 582
Градирня 497, 523

Двойной гнутый свод 388
Двутавровые балки гвоздевые 72
— — клееные 12
— — с дощатой стенкой 10
— — с фанерной стенкой 10
Двухслойная арка 107
Двухшарнирные арки 129, 178
— — двутаврового сечения 16
— — серповидные 338
— — эми 14, 18, 112, 153
— — рамы 18, 138, 144, 180
Деформативность арок 112
Деформация ДК 155
— ферм 244, 289, 325
Диафрагмы жесткости 369
Дерево-земляные фортификационные сооружения 608
Деревянные конструкции 7, 57
— — балочные сплошные 7, 57, 97
— — в мостах 537
— — военно-мостовые 615
— — в тылу 620
— — в условиях военного времени 606
— — в эстакадах 155
— — клееные 93, 145
— — комбинированные системы 182, 201, 359
— — сквозные 329, 358
— — монтаж 97, 152

Деревянные конструкции основные схемы 8, 156
— — плоские сквозные 155
— — — сплошные 7
— — подвесные системы 158
— — подкосные системы 156
— — пространственное крепление 369
— — про транственные 379
— — распорные клеевые 145
— — — сплошные 7, 97, 145
— — специального назначения 494
— — технико-экономическая характеристика 8, 456
— — треугольной системы с распоркой 160
— — фортификационные 608
Допускаемые напряжения 607
Дощатые рамы 602

Железнодорожные мосты 539, 567

Загибание ферм 577
Затяжки 391

Изгиб поперечный 21, 24, 34
«продольный 36
Изготовление ферм 242, 255

Клеевые деревянные конструкции 93, 145
— рамы 147
Клеевый коробчатый настил 12
Клеефанерные арки 147, 149
— косяки 406
Комбинированные мосты 548, 581
— системы ДК 182, 201
— — подкосные 201, 205, 211
— — шпренгельные и подвесные 217
— — треугольные с распоркой 227
— фермы 581
Конденсационное увлажнение 387
Конструирование 187, 193, 320
Конструктивная высота 187
Конструктивный строительный подъем 31, 33, 35, 69, 79, 93
Конструкция арок 97, 106, 113, 114, 129
— кружально-сетчатых куполов 486
— кустовых мачт 525
— проезжей части мостов 555
— ребристых сводов-оболочек 433
— складчатых покрытий 423
— сферических куполов-оболочек 478
— тонкостенных сводов-оболочек 468
Коньковый узел 335
— шарнир 118
Копры 497
Костыли 607
Косяки 106, 401, 417, 595
— клеефанерные 406
— характер разрушения 112, 412
Коэфициент жесткости 27
— запаса 155, 244, 257, 269, 325, 388
— податливости шва 26
— приведения гибкости 36
Кружала 591
Кружально-сетчатые куполы 484, 486, 489
— — своды 399
Кружальные арки Делорма 14, 106
Купола 382, 474, 484
— вращения 489, 492
Купола—оболочки, возведение 484
— — ребристые 480
— — сферические 478

Леса 591
Лесоматериал 62, 80

Мауэрлаты 391
Мачты 525, 529
— новейшие конструкции 531
Металлические своды 416
Многослойные арки 112
Монтаж 97, 152, 368
— арок 345
— арочных ферм 580
— деревянного моста 563
— ферм 242, 255, 285, 288, 321
Монтажная нагрузка 20
Монтажные башни 501
Мосты 537
— автогужевые 539, 559
— американского типа 560
— арочные 542, 568
— балочные 540, 558, 562
— вантовые 550, 590
— висячие 588
— гниение 552
— железнодорожные 539, 567
— комбинированные 548, 581
— основные формы 540
— подкосные 540, 566
— проектирование 539
— сквозные арочные 548, 579
— — балочные 544, 574

Надшахтные копры 497
Нагели пластинчатые 57
Нагрузка ветровая 20, 370, 482, 529
— временная 19
— монтажная 20
— постоянная 19, 132
— снеговая 19, 133, 482, 529
— эксплоатационная 20
Накладки сплошные 43
Наклонная шпонка 67
Напряжения допускаемые 607
— проверка 34
Настил 390
Натяжение 66
Несущая способность балки 33
Нефтяные вышки 497

Опорные шарниры 118

Парашютные вышки 497
Пешеходный мост 568
Пластинки Деревягина 57, 254, 532
Пластинчатые нагели 57
Плоские сквозные деревянные конструкции 155
Плоскостные куполы 474
Плотность сопряжений 67
Податливость связей 34, 59, 112
Подкосные системы мостов 540, 566
Пожарная опасность 389
Покрытия деревянные 423
Поперечная жесткость 97
— устойчивость 138, 370
— шпонка 67
Поперечный изгиб 21, 24, 52
Постоянная нагрузка 19
Потеря устойчивости 327
Причальные башни 501
Провисание балок 66
Прогиб 22, 27, 35
— ферм 289, 307
Прогоны 390
Продольный изгиб 36, 57
Проектные башни 497, 501
Прокладки 43

Пространственная устойчивость элементов плоских ДК 372
Пространственное крепление плоских ДК 369
Пространственные ДК в покрытиях 379
— — — — куполы 382
— — — — распорные своды 380, 388
— — — — своды-оболочки 382
— — — — складчатые конструкции 380

Радиобашни 499, 508
Рамы 7, 180, 345
— бревенчатые 602
— брусчатые 602
— двухшарнирные 18, 138, 144
— дощатые 602
— клееные 147
— конструкции 138, 352
— расчет 142, 351
— трехшарнирные 18, 138, 142
Расчет арок 101, 105, 109, 114, 117, 122, 131
— балок 34, 59, 64, 69, 76, 82, 91, 226
— гвоздевого забоя 77, 92, 121, 131, 143
— комбинированных ДК 201, 223, 227, 363
— рам 142, 351
— решетчатых стоек 356
— свода 409
— сквозных деревянных конструкций 191
— ферм 254, 307
— элементов пространственного крепления плоских ДК 375
Ребра жесткости 76, 115
Ребристые башни-оболочки 515
— купола-оболочки 480
— своды-оболочки 432
— — возведение 465
— складки 427
Регулировочные болты 99
Решетчатые башни 494, 495
— стойки 329, 354
— — устойчивость 357

Сборка комбинированных систем 368
— мачт 531
— рамных конструкций 353, 354
— ферм 285, 321
Свод Шухова-Брода 388
Своды безметалльные системы Песельника 406
— кружально-сетчатые 399
— металлические 416
— проектирование 392
— распорные 380, 388
— — двойные гнутые 388, 398
— расчет 392
— сомкнутые 487, 490
элементы 390
Своды-оболочки 382, 430
— ребристые 432
— тонкостенные 467
Сетчатые башни 494, 511
Системы ДК безраспорные 184
— — комбинированные 201
— — подкосные 201, 205, 211
— — распорные 182
— — треугольные с распоркой 227
— — шпренгельные и подвесные 217
Скалывание лобовых врубок 243
Сквозные арки 344
— арочные мосты 548, 579
— балочные мосты 544, 574
— ДК 155
— — выбор схемы 187
Сквозные арки нагрузки 192
— — расчет 191, 193
Складчатые конструкции 380
Скобы 607
Сложное сопротивление стержней 57
Смятие 77
Снеговая нагрузка 19, 482, 529
Сомкнутые своды 487, 490, 493
Сопряжения 391
Составные балки 7, 24, 28
— — бревенчатые 97
— — брусчатые 33, 97
— — двутавровые 10, 12
— — Деревягина 8
— — на колодках 10
— — — наклонных шпонках 8
— — — поперечных шпонках 10
— — — продольных шпонках 8
— — поперечный изгиб 24
— — проверка напряжений 34
— — прогиб 27
— — расчет на изгиб 34
— — — связей 34
— — строительный подъем 31
Стержни-пакеты 36
— короткие 99
— с короткими прокладками 37, 41
— сжатые 195
— сжато-изогнутые составные 43, 195
— составные 51
— из косяков 51
— — — поперечный изгиб 52
— — — продольный изгиб 57
— — — сложное сопротивление 57
Стропила арочные 108, 113
Схемы арочные 145
— ДК выбор 187
— монтажа кружал 604
— облегченных конструкций промзданий 622
— основных нагрузок 117
— подъема рам 353
— поперечного сечения свода-оболочки 441
— поперечных связей 374
— пространственного крепления плоских ДК 370
— пространственных ДК в покрытиях 379
— радиобашни 508
— расчетные металло-деревянной фермы 327
— решетки ветровых ферм 372
— сборки мачты 530
— рамных опор 565
— свайных опор 565
— связей 375

Тонкостенные купола 484
— своды-оболочки 467
Трехслойная арка 108
Трехшарнирные арки Делорма 14
— — из балок Деревягина 12
— — из гвоздевых балок 16
— — из сегментных ферм 176
— — из серповидных ферм 338
— — сист. Деревягина 12, 97, 152
— рамы 18, 138, 142, 180
Трубчатые мачты 532

Усушка балок 66

Фермы балочные 577
— брусчато-дощатые 166, 258
— брусчатые и бревенчатые 160, 231
— ветровые 371

Фермы Гау 360, 537, 546, 572, 579
— двухрешетчатые 546
— дощатые балочные 270
— — на гвоздях и нагелях 172, 290
— — на кольцевых шпонках 170, 270, 276, 288
— загнивание 577
— комбинированные 581
— Лангера 359, 582
— Лембке 546, 572, 577
— металло-деревянные 164, 168, 246, 250, 326
— на зубчато-кольцевых шпонках 287
— на лобовых врубках 242
— полигональные 240, 265, 280, 291
— рыбообразные 248
Фермы сегментные 292, 307
— с параллельными поясами 240, 265, 280
— с треугольной и раскосной решеткой 546
— Тауна 546, 575, 577
— типа Полонсо 255
— треугольного очертания 236, 262, 276, 291
— шпренгельного типа 248
Фонари 392, 439

Эстакады 537

Шпоночные балки 66
Штыри 607

ИМЕННОЙ УКАЗАТЕЛЬ

Ардан 113
Ашенкампф 535
Брода 388
Власов В. З. 472
Гау 360
Гетцер 145
Гольденвейзер 472
Граф 598
Делорм Ф. 14, 106, 153
Деревягин 8, 12, 57, 97
Ершов П. Н. 465, 467
Жак С. М. 291
Каган М. Е. 407
Карлсен Г. Г. 467
Квятковский А. В. 578
Кюблер 507
Лангер 359
Макарьев 614
Макушин В. М. 231
Мельтцер 507
Мильвицкий Р. 474
Песельник 406
Пичников В. Т. 23, 414, 528, 530, 532
Тернер 147
Финк К. Д. 467
Фоломин А. И. 554
Фрейсине 602
Шопар 147
Шухов 388, 494, 511
Эми 14, 153

Подп. к печ. 13/XI 1943 г. Тираж 8000 экз.
Печ. л. 39.75. УИЛ 62.94. Л-74186. Учетн. № 5897. Заказ 760.

16-я типография треста «Полиграфкнига», Москва, Трехпрудный пер., 9.