

4050

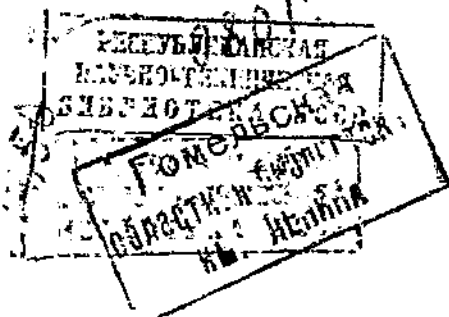
621.874

НКТМ СССР
ВСЕСОЮЗНЫЙ НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ ИНСТИТУТ ПОДЪЕМНО-
ТРАНСПОРТНОГО МАШИНОСТРОЕНИЯ — ВНИИПТМАШ

Б 74

ИНЖ. П. Е. БОГУСЛАВСКИЙ

СПОСОБЫ УСИЛЕНИЯ МЕТАЛЛОКОНСТРУКЦИИ МОСТОВЫХ КРАНОВ



ГОСУДАРСТВЕННОЕ НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКОЕ ИЗДАТЕЛЬСТВО
МАШИНОСТРОИТЕЛЬНОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

• Москва 1943 Свердловск

СОДЕРЖАНИЕ

	Стр
Предисловие	3
I. Основы проектирования усиления	5
1. Общие указания	5
Причины, вызывающие необходимость усиления крановых металлоконструкций	5
Материалы и данные, необходимые для проектирования усиления	5
Объем и состав проекта усиления	6
2. Основы проектирования усиления	6
Основные требования	6
Расчетные усилия и деформации	7
Применяемый металл и допускаемые напряжения	9
Общие приемы усиления конструкций	14
II. Способы усиления крановых металлоконструкций	17
1. Балки с нагрузкой, перемещающейся по верхнему поясу	17
Усиление балок посредством увеличения сечений	17
Усиление балок посредством изменения статической схемы	19
Усиление элементов балок	22
2. Балки с нагрузкой, перемещающейся по нижнему поясу	29
Усиление посредством развития сечений	29
Усиление посредством изменения статической схемы	33
3. Усиление ферм	35
Усиление посредством увеличения сечений элементов ферм	35
Усиление посредством изменения статической схемы	42
4. Требования к изготовлению и монтажу усиленной конструкции	45
III. Статический расчет балок, усиленных шпренгелем	44
Теория шпренгельной балки	44
влияния (л. вл.) лишнего неизвестного	45
влияния изгибающего момента	48
влияния прогиба	55
статический расчет ферм, усиленных шпренгелем	63
те вспомогательных ферм	66

Редактор В. В. Ржавлянский

печати 20/VII 1943 г. Л45683.
4 1/4 печ. л. 4,25 + 4 вкл. уч.-изд. л. Заказ № 4166.

Тираж 1000 экз.

ИЗДАТЕЛЬСТВО ВСЕСОЮЗНОЙ ТЕХНИЧЕСКОЙ ЛИТЕРАТУРЫ Москва

Валюга, 28.

ПРЕДИСЛОВИЕ

В настоящий период значительное количество предприятий, перебазировавшись в восточные районы, располагает свои агрегаты в цехах, подъёмные средства которых не всегда соответствуют технологическим возможностям основного оборудования. Ряд предприятий резко повышает производительность и мощность основного оборудования за счёт интенсификации технологического процесса. Во всех этих случаях может иметь место положение, когда недостаточная мощность кранового оборудования лимитирует рост производительности цеха. Замена действующих кранов новыми, более мощными не всегда бывает возможна, а в значительном количестве случаев и нерентабельна. Более целесообразным является усиление существующих кранов, что в подавляющем большинстве случаев возможно. Как показывает практика, при сравнительно небольшом расходе металла на усиление металлоконструкций мостовых кранов, можно повысить их грузонесущую способность на 40—50%.

Усиление металлоконструкций мостовых кранов, как правило, производится собственными силами заводов, эксплуатирующих их, причём эта работа проводится в очень жёсткие сроки, что предъявляет очень высокие требования к схемам и методам усиления.

В существующей литературе отсутствует руководящий материал по этому вопросу, который мог бы быть непосредственно использован предприятиями.

Руководитель лаборатории крановых металлоконструкций ВНИИПТМАШ инж. П. Е. Богуславский в итоге изучения и проработки всего имеющегося материала отобрал ряд наиболее рациональных методов усиления крановых металлоконструкций, подробно их разработал, проведя всю необходимую вычислительную работу и составил практическое руководство, устанавливающее единообразные методы расчёта, проектирования и осуществления усиления, доступные для пользования квалифицированным работникам неспециализированных заводов.

Ряд выводов и приведенных материалов может оказаться полезным также и при проектировании новых крановых металлоконструкций, где их применение может дать значительную экономию металла.

Учитывая, что пользоваться данной книгой в значительной мере будут лица, не являющиеся специалистами в области краностроения, в первом разделе её приведены основные положения расчёта и проектирования крановых металлоконструкций — величины динамических коэффициентов, допускаемые прогибы, характеристика металла электродов и метизов, могущих быть использованными для усиления, и допускаемые напряжения для них.

В этом же разделе приведены общие указания о возможных схемах усиления.

Для шпренгельных систем приведён метод расчёта их по линиям влияния и даны таблицы, упрощающие и облегчающие определение расчётных силовых факторов.

Приведённый в последнем разделе метод расчёта вспомогательных ферм мостовых кранов освещает мало изученный и мало отраженный в литературе вопрос о распределении нагрузки между главной и вспомогательными фермами и о работе вспомогательных ферм.

Главный инженер и зам. директора

ВНИИПТМАШ
по научной работе

А. ВАЙНСОН

1. ОСНОВЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ УСИЛЕНИЙ

1. ОБЩИЕ УКАЗАНИЯ

Причины, вызывающие необходимость усиления крановых металлоконструкций

Следующие причины могут вызвать необходимость усиления крановых металлоконструкций:

- а) увеличение грузоподъемности крана;
- б) увеличение пролёта крана;
- в) повреждение или механический износ отдельных элементов конструкции в процессе эксплуатации крана;
- г) недостаточная пространственная жёсткость конструкции в целом или только некоторых элементов.

Материалы и данные, необходимые для проектирования усиления

Для составления проекта усиления должны быть представлены следующие материалы:

- а) описание крана и техническое задание на усиление конструкции с указанием причины усиления (увеличение грузоподъемности или пролёта, устранение конструктивных дефектов и т. п.) и перечислением требований, которым данный кран должен удовлетворить после его усиления (принадлежность крана к другой группе по режиму работы и т. п.);
- б) чертежи усиливаемой конструкции с показанием на них всех изменений, внесённых в конструкцию, если они имели место во время изготовления, возведения или эксплуатации крана;
- в) данные о фактическом состоянии крана с приложением дефектной ведомости и соответствующих выписок из крановой книги об авариях с краном, имевшихся при эксплуатации.

Выяснение соответствия конструкции имеющимся чертежам производится сравнением действительных размеров конструкции (высоты конструкции, пролёта, длины панели и т. п.) и сечений (толщина элементов, ширина, высота и т. п.) с данными чертежа. Все замеченные отступления от чертежей должны быть особо отмечены на этих чертежах. При отсутствии чертежей производится снятие с натуры всех размеров и сечений, с тем чтобы можно было составить подробные чертежи, без которых невозможно составление проекта усиления.

Данные о фактическом состоянии усиливаемой конструкции крана должны устанавливать физическое состояние конструкции и качество металла,

из которого конструкция изготовлена, для чего производят обследование и тщательный наружный осмотр крана и испытание металлоконструкции.

В результате наружного осмотра могут выявиться следующие дефекты (недостатки) конструкции:

1) конструктивные недостатки с точки зрения современных ТУ на проектирование кранов (например размещение уголков жёсткости в балках или планок в сжатых элементах, внецентренность прикрепления раскосов к поясам, излишняя гибкость отдельных элементов и т. п.);

2) производственно-монтажные дефекты, которые были допущены при изготовлении и монтаже конструкции (например слабая натянутость элементов, овальность заклёпочных дыр, постановка дефектных заклёпок и недоброкачественных сварных швов и т. п.);

3) эксплуатационные дефекты, появляющиеся в процессе эксплуатации (например коррозия металла, его расслоение, появление трещин в местах сопряжения главных балок с концевыми, истирание рельса-шины и т. п.).

При разработке проекта усиления должны приниматься во внимание все материалы, полученные в результате обследования крана.

Объём и состав проекта усиления

При усилении конструкций по причине увеличения грузоподъёмности крана в пределах до $15\text{--}20\%$ рекомендуется составлять рабочий проект, минуя стадию технического проекта.

При увеличении грузоподъёмности крана свыше $15\text{--}20\%$, а также в случаях усиления с изменением принципиальной расчётной схемы конструкции или увеличением пролёта крана необходима предварительная разработка технического проекта. В этом случае рабочий проект разрабатывается после утверждения технического проекта в соответствующих инстанциях.

Проект усиления должен включать:

- а) пояснительную записку с описанием и обоснованием принятого способа усиления;
- б) подробный статический и конструктивный расчёт;
- в) чертежи конструкции усиления с соответствующими указаниями о последовательности производства отдельных операций (расклёпка узлов, смена заклёпок или сварных швов и т. п.);
- г) спецификацию;
- д) описание организации работ по усилению с перечнем необходимых вспомогательных устройств или приспособлений;
- е) календарный график выполнения работ;
- ж) смету.

2. ОСНОВЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ УСИЛЕНИЙ

Основные требования

При проектировании усиления крановых конструкций необходимо выполнение следующих положений:

а) в результате усиления конструкция должна отвечать требованиям современных ТУ на проектирование кранов и „Правил“ Котлонадзора¹;

¹ „Правила устройства, освидетельствования и эксплуатации кранов, подъёмных механизмов и вспомогательных приспособлений“, Госэнергоиздат, 1941 г.

- б) конструкция усиления должна быть решена возможно проще;
- в) количество труда, затрачиваемого на обработку единицы веса добавляемого металла, должно быть по возможности наименьшим;
- г) монтажные работы, выполняемые при усилении, должны быть просты и занимать возможно меньше времени.

Общие требования, которые необходимо учитывать при подборе сечений элементов конструкции и устройстве узловых соединений, состоят в следующем:

а) для снижения трудоёмкости при изготовлении конструкции необходимо стремиться к тому, чтобы сечения элементов состояли из наименьшего количества простых частей; поэтому, где это возможно, следует применять отдельные прокатные, а не составные части;

б) применять сечения с равномерным распределением по ним материала; особенно это относится к мощным сечениям;

в) для облегчения условия изготовления конструкции следует пользоваться меньшим количеством профилей;

г) выбранное сечение должно обладать необходимой прочностью, жёсткостью и устойчивостью (на продольный изгиб); условия жёсткости и устойчивости особенно важны в связи с динамической работой крановых мостов;

д) сечения нужно подбирать так, чтобы было удобно компоновать узлы и стыки;

е) желательно применять сечения симметричные относительно вертикальной плоскости фермы, не допуская дополнительных эксцентриситетов;

ж) сечения должны быть без узких щелей и мест, не доступных для осмотра, а также и таких, где может накапливаться атмосферная влага при работе крана на открытом воздухе;

з) при неправильной (с эксцентриситетом) центровке основных элементов в узлах следует по возможности, пользуясь добавлением усиливающих элементов, выправлять указанный дефект и во всяком случае не усугублять его.

и) для ввода дополнительных элементов в работу усиленной конструкции и улучшения совместной работы старого и добавляемого металла надлежит прикрепление усиливающих элементов в узлах и стыках производить не по действительному усилию, а по площади сечения.

Усиление конструкций крановых мостов может быть выполнено клёпкой или сваркой. Благодаря сварке во многих случаях удаётся получить довольно простую конструкцию усиления, для выполнения которой требуется затратить меньше времени, чем при применении клёпки. Кроме того, в некоторых случаях сварка обходится дешевле клёпки.

Другое преимущество сварки состоит в том, что при этом получается более жёсткое присоединение нового металла к старому и образуются более жёсткие узловые и стыковые соединения, вследствие чего добавляемый (новый) металл более энергично включается в совместную работу конструкции. Поэтому для усиленных конструкций возможно рекомендовать применение комбинированных соединений.

Расчётные усилия и деформации

Крановый мост, представляющий упругую конструкцию, находится под воздействием динамической нагрузки. Поэтому усилия, рассчитанные

по правилам строительной механики, как для статически действующей нагрузки, должны быть приведены к действительным (рабочим) усилиям посредством специальных коэффициентов. Значения коэффициентов ϕ для усилий от подвижной нагрузки и коэффициентов k для усилий от постоянной нагрузки (собственный вес и пр.) согласно временным нормам на проектирование кранов, даны в табл. 1 и 2.

Таблица 1

Динамические коэффициенты ϕ

Группа кранов	Режим работ	Коэффициент ϕ	Примечание
С ручным приводом	—	1,00	
С машинным приводом	Лёгкий	1,10	
	Средний	1,30	К этой группе следует относить также и литейные краны
	Тяжёлый	1,50	К этой группе относятся все специальные металлургические краны

Таблица 2

Динамические коэффициенты k

Группа кранов	Режим работы	Скорость передвижения м/мин	Коэффициент k
С ручным приводом	—	До 60,0	1,00
С машинным приводом	Лёгкий	То же	1,00
	Средний и тяжёлый	Свыше 60	1,10

Таким образом, если статическое усилие (изгибающий момент, поперечная сила, продольное усилие) в элементе от действия подвижной (внешней) нагрузки обозначить через S_p , а усилие от постоянной нагрузки — через S_g , то расчётное усилие будет:

$$S_{расч.} = \phi S_p + k S_g$$

Горизонтальные тормозные силы, возникающие при торможении грузовых тележек (т. е. при торможении вдоль моста), принимаются равными $\frac{1}{7}$ от суммы давления всех приводных ходовых колёс тележки.

Сила поперечных ударов ходовых колёс крановой тележки о рельсы принимается равной $\frac{1}{10}$ от давления на каждое колесо.

Постоянная и подвижная нагрузки называются основными, тормозные нагрузки — дополнительными. Однако для тормозных связей тормозная нагрузка является основной.

Расчёт прогибов крановых мостов производится в предположении статического действия нагрузки (т. е. без учёта коэффициентов ϕ и k).

Прогибы кранов определяются только от действия подвижной нагрузки (тележка + груз) и согласно „Правилам“ Котлонадзора должны быть не более:

- а) $\frac{1}{600}$ длины пролёта для ручных кранов;
- б) $\frac{1}{800}$ длины пролёта для электрических кранов пролётом до 20,0 м включительно;
- в) $\frac{1}{1000}$ длины пролёта для электрических кранов пролётом более 20,0 м.

Применяемый металл и допускаемые напряжения

Металл, применяемый для усиления рабочих элементов конструкции, по механическим свойствам должен быть не ниже металла основной конструкции. Для второстепенных элементов (прокладки, планки или решётка сжатых стержней, элементы вспомогательных ферм и т. п.) могут быть использованы марки металла ниже марки основного металла.

Основные показатели механических свойств сортов стали, применяемой для крановых мостов, даны в табл. 3.

Таблица 3

Основные характеристики механических свойств сталей, применяемых для крановых металлоконструкций

Название стали и номера стандартов	Марка стали	Наименьший предел прочности на разрыв σ_B , кг/мм ²	Наименьший предел текучести $\sigma_{0.2}$, кг/мм ²	Наименьшее относительное удлинение образцов δ^5_{10}	Модуль упругости E , кг/мм ²
1. Прокатная сталь					
ГОСТ 380-41 . . .	Ст. 2	34	21	26	21 000
ГОСТ 380-41 . . .	Ст. 3	38	22	21	21 000
ОСТ12535-38 . . .	Ст. 3 мост.	38	23	22	21 000
ГОСТ 380-41 . . .	Ст. 4	42	24	19	21 000
ГОСТ 380-41 . . .	Ст. 5	50	27	15	21 000
2. Прокатная заклёпочная сталь					
ГОСТ 499-41 . . .	Ст. 2	34	21	26	21 000
ОСТ12535-38 . . .	Ст. 2 мост.	34	—	26	21 000
ГОСТ 499-41 . . .	Ст. 3	38	22	22	21 000

Стали для сварных конструкций должны удовлетворять как по механическим свойствам, так и по содержанию углерода, серы и фосфора требованиям группы А ГОСТ 380-41.

В зависимости от марки основного материала конструкции должна применяться соответствующая сталь для заклёпок и болтов (табл. 4).

Таблица 4
Марки стали для заклёпок и болтов

Марки стали конструкций	Марка стали для заклёпок и болтов
Ст. 2	Ст. 2
Ст. 3 и 4	Ст. 2 или 3
Ст. 3	Ст. 3

Механические качества наплавленного металла сварных швов должны удовлетворять требованиям табл. 5.

Таблица 5
Механические качества наплавленного металла сварных швов

Электроды	Механические свойства сварного соединения встык			Механические свойства наплавленного металла	
	наименьший предел прочности на разрыв $\sigma_{\text{т}}$ кг/мм ²	угол загиба в градусах	наименьшая ударная вязкость $K_{\text{ИВ}}$ Дж/см ²	наименьший предел прочности на разрыв $\sigma_{\text{т}}$ кг/мм ²	наименьшее относительное удлинение образцов ϵ в %
С тонкой (понижающей) обмазкой	30	40	—	30	6
С толстой (газо- или шлакообразующей) обмазкой	Предел прочности основной стали конструкции	120	8	Предел прочности основной стали конструкции	18

Определение механических качеств наплавленного металла производится согласно ОСТ НКТП 7687/663; ударная вязкость определяется на образцах Менаже с надрезом глубиной 2 мм со стороны разделки шва.

Допускаемые напряжения для прокатных сталей даны в табл. 6

Таблица 6
Допускаемые напряжения для прокатных сталей, кг/см²

Учитываемые нагрузки Наименование материала		Основные нагрузки		Основные и дополнительные нагрузки	
		растяжение, сжатие и изгиб	срез	растяжение, сжатие и изгиб	срез
Прокатная сталь	Ст. 2	1 200	950	1 450	1 150
	Ст. 3 мост.	1 400	1 100	1 700	1 350
	Ст. 3 и Ст. 4				
	Ст. 5	1 750	1 400	2 100	1 700

Если в процессе выполнения работ по усилению (при отсутствии подвижной нагрузки) некоторые элементы должны работать с перегрузкой (например вследствие появления промежуточной опоры и т. п.), то допускаемые напряжения в этом случае могут быть приняты не выше 0,8 от наименьшего предела текучести.

Если качество металла усиливаемой конструкции неизвестно, допускаемые напряжения назначаются лишь в результате лабораторных испытаний образцов и определяются по формуле:

$$\sigma_{дон.} = k\sigma_0,$$

где

$$k = \frac{\epsilon_1 \sigma_{н1}}{\epsilon \sigma_n};$$

- здесь ϵ_1 — относительное удлинение испытываемого образца старого металла;
 $\sigma_{н1}$ — временное сопротивление испытываемого образца старого металла;
 ϵ — ближайшее меньшее относительное удлинение металла, подобранное по табл. 3;
 σ_n — временное сопротивление для марки стали, которой соответствует подобранное по табл. 3 относительное удлинение;
 σ_0 — допускаемое напряжение для той же марки стали и выбранное в соответствии с табл. 3 допускаемых напряжений.

Образцы для испытания вырезаются по одному из каждого пояса балки (фермы) и из одного раскоса.

Если допускаемое напряжение получается ниже 1000 кг/см², то вопрос о целесообразности усиления данной конструкции должен быть поставлен на рассмотрение соответствующих авторитетных организаций.

Для проверки степени наклепа¹ рекомендуется определять твердость испытываемого металла по методу Бринелля или Полюди. Твердость при этом должна быть не менее $3\sigma_{н1}$ и не более 170 кг/мм².

Механические свойства немаркированной стали, применяемой для конструкции усиления, устанавливаются лабораторными испытаниями образцов согласно ГОСТ 380-41. При этом предел прочности на разрыв σ_n должен быть не менее 32 кг/мм², относительное удлинение ϵ — не менее 18⁰/₁₀₀. При испытании на изгиб образца в холодном состоянии не должны появляться трещины при загибе на 180° вокруг оправки диаметром, равным двойной толщине материала.

Допускаемое напряжение для немаркированной стали принимается равным $\frac{1}{3}\sigma_n$, но не более 1200 кг/см². Однако, если значение $\frac{1}{3}\sigma_n$ получается более 1200 кг/см², то допускаемое напряжение может быть принято, как для металла марки Ст. 3 при условии производства дополнительных испытаний на твердость (по методу Бринелля или Полюди).

При этом твердость металла должна быть не менее $3\sigma_n$ и не более 170 кг/мм².

В сжатых стержнях при проверке их устойчивости на продольный изгиб допускаемые напряжения уменьшаются на коэффициент ϕ продольного изгиба (табл. 7).

¹ Подробно о явлениях наклепа см. проф. Н. С. Стрелецкий, Основы металлургических конструкций; Лялин и Богданов, Усиление мостов.

Таблица 7

Гиб- кость	Ст. 3 мост., Ст. 2, 3 и 4	Ст. 5	Гиб- кость	Ст. 3 мост., Ст. 2, 3 и 4	Ст. 5
0	1,000	1,000	110	0,520	0,430
10	0,990	0,980	120	0,450	0,370
20	0,960	0,950	130	0,400	0,330
30	0,940	0,920	140	0,360	0,290
40	0,920	0,890	150	0,320	0,290
50	0,890	0,860	160	0,290	0,240
60	0,860	0,820	170	0,260	0,210
70	0,810	0,760	180	0,230	0,190
80	0,750	0,700	190	0,210	0,170
90	0,690	0,620	200	0,190	0,160
100	0,600	0,510	—	—	—

Допускаемые напряжения при расчёте заклёпочных и болтовых соединений даны в табл. 8.

Таблица 8

Допускаемые напряжения для заклёпочных и болтовых соединений
в кг/см^2

Род нагрузок		Основные нагрузки			Основные и дополнительные нагрузки		
Тип соеди- нения	Материал кон- струкции, заклё- пок и болтов	Основной металл конструкции			Основной металл конструкции		
		Ст. 2	Ст. 3 мост. Ст. 3	Ст. 5	Ст. 2	Ст. 3	Ст. 5
		Материал для заклёпок или болтов			Материал для заклёпок или болтов		
	Род напряже- ний	Ст. 2	Ст. 2 и 3	Ст. 3	Ст. 2	Ст. 2 и 3	Ст. 3
Зак- лёп- ки	Срез В . . .	1100	1200	1200	1350	1350	1350
	Срез С . . .	900	1000	1000	1150	1150	Не при- меняется
	Смятие В . .	2400	2800	2800	2900	3400	3400
	Смятие С . .	2000	2400	2400	2450	2900	Не при- меняется
	Отрыв В и С	700	900	900	1000	1000	1000
Чис- тые болты	Растяжение	1000	1100	1100	1150	1350	1350
	Срез В . . .	1000	1100	1100	1150	1350	1350
	Смятие В . .	2400	2800	2800	2900	3400	3400
Чёр- ные болты	Растяжение	1000	1100	1100	1150	1350	1350
	Срез	700	800	Не при- меняется	850	1000	Не при- меняется
	Смятие . . .	1400	1700	1700	1750	2050	2050

Примечания: 1. Срез и смятие В относятся к заклёпкам или болтам поставленным в отверстия, продавленные и затем рассверленные в собранном виде. Срез и смятие С относятся к заклёпкам или болтам, поставленным в продавленные, но не рассверленные отверстия.

2. Применение заклёпок и болтов из материалов более высокого качества, чем это указано в таблице не даёт основания для повышения допускаемого напряжения выше указанного в таблице.

3. При применении некондиционных материалов (пониженного качества) для основной конструкции допускаемые напряжения для заклёпок и болтов понижаются пропорционально понижению допускаемого напряжения для основного материала.

Допускаемые напряжения для сварных соединений при статической нагрузке выбираются в соответствии с табл. 9.

Таблица 9

Допускаемые напряжения для рабочих сварных швов

Наименование напряжений	При учёте основных нагрузок		При учёте основных и дополнительных нагрузок	
	при электродах с тонкой обмазкой	при электродах с толстой обмазкой	при электродах с тонкой обмазкой	при электродах с толстой обмазкой
Растяжение	900	0,8 $\sigma_{доп I}$	1100	0,8 $\sigma_{доп II}$
Сжатие	1000	0,9 $\sigma_{доп I}$	1200	0,9 $\sigma_{доп II}$
Срез	720	0,7 $\sigma_{доп I}$	870	0,7 $\sigma_{доп II}$

В табл. 9 $\sigma_{доп I}$ — допускаемые напряжения основного металла при учёте только основных нагрузок, а $\sigma_{доп II}$ — при учёте основных и дополнительных нагрузок.

Для усиливаемых крановых мостов, относящихся к группам II и III, допускаемые напряжения на сварные соединения уменьшаются на 15%, по сравнению с табличными данными.

Ниже даны расчётные формулы в общем виде для напряжений в следующих возможных случаях.

а) Мост крана в период усиления находится на подкрановых путях и разгружающие опоры под кран не подведены.

В этом случае считают, что постоянная нагрузка

$$\Sigma g = g_1 + g_2$$

(g_1 — постоянная нагрузка до усиления, g_2 — добавляемая нагрузка от усиления) полностью воспринимается только первоначальным (основным) сечением F_1 , а подвижная нагрузка — усиленным (полным) сечением F_2 .

Для этого случая будем иметь (алгебраическая сумма):

$$\sigma_{расч} = \frac{\psi S_p}{\varphi F_2} + \frac{k S_{гг}}{\varphi F_1} + \left(\frac{\psi M_x}{W_2} \right) \leq \sigma_{доп},$$

где ψ и k — коэффициенты, принимаемые по табл. 1 и 2;

$S_{гг}$ — усилие от постоянной нагрузки (момент, поперечная сила, продольное усилие);

S_p — то же от подвижной нагрузки;

φ — коэффициент, учитывающий ослабление поперечного сечения или уменьшение напряжения при продольном изгибе (по табл. 7);

F_1 — геометрическая характеристика первоначального сечения (площадь сечения, момент сопротивления);

F_2 — то же усиленного сечения;

$\psi \frac{M_x}{W_2}$ — влияние местного изгибающего момента M_x в верхнем поясе кра-

новой фермы (учитывается в формуле только при проверке напряжений в верхнем поясе);

W_2 — момент сопротивления усиленного сечения верхнего пояса;

$\sigma_{1доп}$ — допускаемое напряжение для основного металла.

Если при усилении ставится добавляемый металл с допускаемым напряжением $\sigma_{2доп}$ меньшим, чем для основного металла ($\sigma_{2доп} < \sigma_{1доп}$)¹, то расчётное $\sigma_{доп}$ принимается равным $\sigma_{1доп}$, как для основного металла. Но при этом надлежит производить отдельно проверку также и напряжения σ_p в усиленном сечении F_2 при действии одной подвижной нагрузки:

$$\sigma_p = \frac{\phi S_p}{\varphi F_2} + \left(\frac{\phi M_k}{W_2} \right) \leq \sigma_{1доп}.$$

Все обозначения — см. выше.

При действии знакопеременных усилий, например в средних раскосах крановых ферм, необходимо произвести проверку напряжения та же и для случая усилия от одной только подвижной нагрузки, принимая допускаемое напряжение как для добавляемого металла:

$$\sigma = \frac{\phi S_p}{\varphi F_2} \leq \sigma_{2доп}.$$

б) Если крановый мост на время усиления каким-либо способом разгружается от воздействия постоянной нагрузки g_1 , то после усиления предполагается работа элементов с полным сечением F_2 .

Тогда будем иметь:

$$\sigma_{расч} = \frac{\phi S_p + k S \Sigma g_1 + g_2}{\varphi F_2} + \left(\frac{\phi M_k}{W_2} \right) \leq \sigma_{1доп}.$$

Здесь все обозначения соответствуют приведённым выше.

В прочих случаях выбор допускаемых напряжений аналогичен изложенному выше.

Проверку напряжений в заклёпках производят, исходя из предположения о равномерном распределении усилия между всеми заклёпками соединения. Если после усиления соединение получено комбинированным (заклёпки + сварка), то предполагают, что усилие воспринимается сварными швами и 60% заклёпок в случае, если конструкция на время усиления разгружена от постоянной нагрузки; в противном случае предполагают, что постоянная нагрузка передаётся заклёпками, а подвижная — сварными швами и 60% того числа заклёпок, которые остаются неиспользованными после расчёта их на постоянную нагрузку.

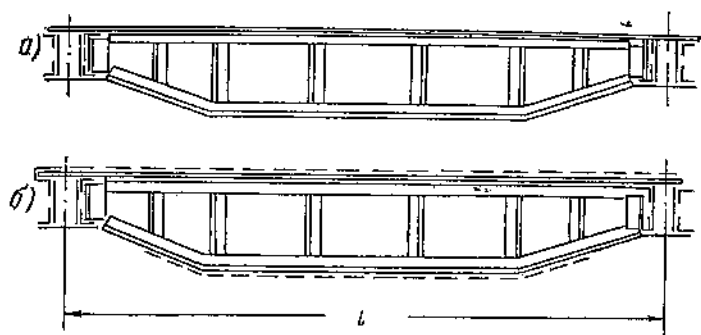
Напряжения в сварных швах определяются, как обычно.

Общие приёмы усиления конструкций

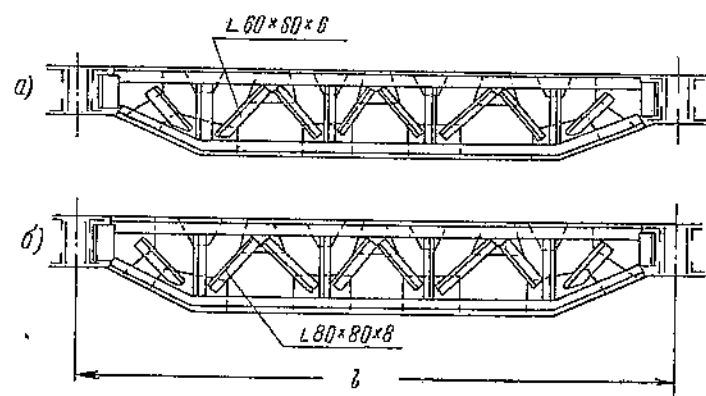
Можно в общем отметить два возможных приёма усиления крановых металлоконструкций.

1. Усиление посредством развития (увеличения) сечений всех или только некоторых элементов конструкции без изменения при этом основной прин-

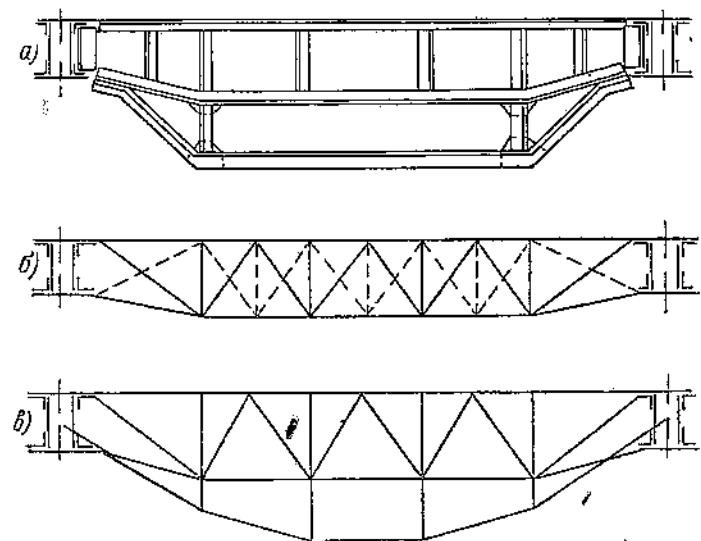
¹ Вообще таким металлом производить усиление конструкции не рекомендуется.



Фиг. 1



Фиг. 2.



Фиг. 3.

ципальной статической (расчётной) схемы усиливаемой конструкции. Например, усиливая статически определимую крановую балку (фиг. 1, а) добавлением горизонтальных листов, получаем конструкцию (фиг. 1, б), аналогичную по статической схеме конструкции до усиления. Очевидно, также статическая схема статически определимой фермы (фиг. 2, а) не изменится, если все её (фермы) элементы или только часть из них (например крайние раскосы) будут заменены более мощными элементами (фиг. 2, б).

2. Усиление посредством изменения расчётной схемы усиливаемой конструкции. Например, усиливая балку (фиг. 1, а) при помощи шпренгеля (фиг. 3, а), изменяем статическую схему этой балки, преобразуя её из статически определимой в статически неопределимую. Также, например, добавляя в решётке статически определимой фермы обратные раскосы (фиг. 3, б, пунктир) или, применяя шпренгель (фиг. 3, в), получим статически неопределимые системы.

Усиление посредством развития сечений применяется в более простых случаях, например при увеличении грузоподъёмности крана в пределах до 15—20% или при необходимости увеличить жёсткость отдельных элементов конструкции.

Изменением статической схемы пользуются при необходимости значительного усиления конструкции, например при увеличении грузоподъёмности свыше 15—20%.

Проектируя усиление крановых металлоконструкций, следует иметь в виду необходимость одновременного удовлетворения условий прочности, жёсткости и устойчивости (общей и местной) конструкции.

Достаточная прочность конструкции проверяется по правилам строительной механики и сопротивления материалов.

Необходимые жёсткость и устойчивость крановых конструкций в целом или отдельных элементов достигаются соответствующими конструктивными мероприятиями. Выполнение этих мероприятий необходимо для того, чтобы крановые конструкции не были излишне деформативны при действии вертикальных и горизонтальных (тормозных) сил.

II. СПОСОБЫ УСИЛЕНИЯ КРАНОВЫХ МЕТАЛЛОКОНСТРУКЦИЙ

1. БАЛКИ С НАГРУЗКОЙ, ПЕРЕМЕЩАЮЩЕЙСЯ ПО ВЕРХНЕМУ ПОЯСУ

Усиление балок посредством увеличения сечений

Необходимый момент инерции крановой балки при заданном отношении прогиба f к пролёту l может быть определен по формуле:

$$I = k \frac{Q}{l} [2l^3 - a^2(3l - a)],$$

где I — необходимый момент инерции в $см^4$;

k — коэффициент, зависящий от заданного отношения $\frac{f}{l} = \frac{1}{n}$;

$$k = 99,2 \text{ при } f = \frac{1}{1000} l,$$

$$k = 79,4 \text{ при } f = \frac{1}{800} l,$$

— груз, $т$;

— пролёт, $м$;

— расстояние между бегунками грузовой тележки, $м$.

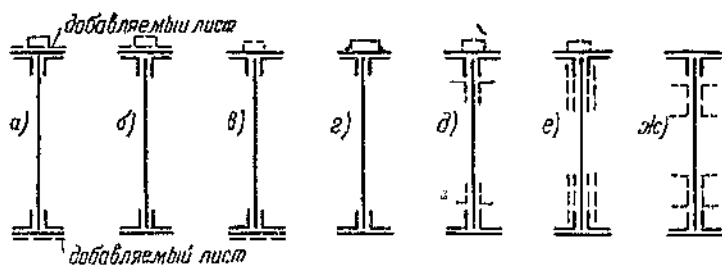
Наиболее эффективное усиление сечений клёпанных балок достигается добавлением горизонтальных листов (фиг. 4), причём эти листы могут быть размещены на обоих поясах или только на одном верхнем или нижнем поясе. При числе добавляемых листов более одного-двух необходимо проверять толщину склепываемого пакета (включая толщину горизонтальной полки поясного уголка), которая не должна превосходить $(4 \div 4,5) d$, где d — диаметр поясной заклёпки. В случае превышения этой величины следует применять заклёпки большего диаметра.

Значительное усиление достигается введением в сечение рельса-шины (фиг. 5). При этом необходимо обеспечить прочность всех стыков рельса (например сваркой встык) и крепления рельса к поясу балки.

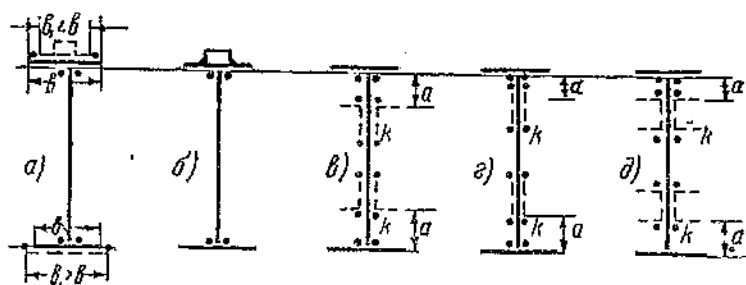
При менее значительном усилении возможно применение дополнительных уголков (фиг. 4, $д$) или узких вертикалов (фиг. 4, $е$). Для высоких балок возможно применение швеллеров (фиг. 4, $ж$).

Приведённые способы усиления сечений балок возможно применять комбинированно, например введением в сечение рельса-шины и добавлением нижнего горизонтального листа.

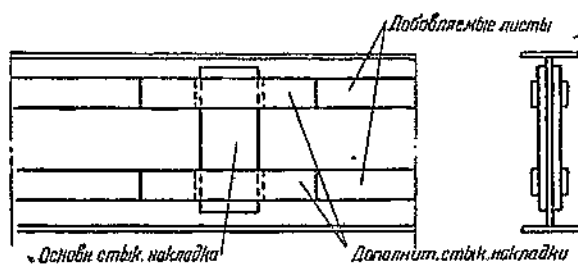
При усилении сварных балок наибольший эффект достигается добавлением горизонтальных листов и введением в сечение рельса-шины (фиг. 5).



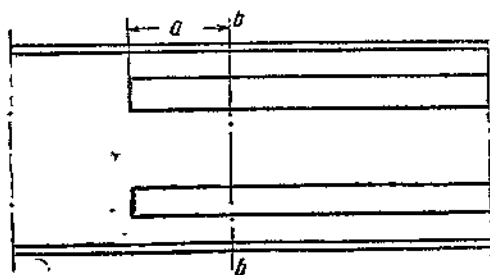
Фиг. 4.



Фиг. 5.



Фиг. 6.



Фиг. 7.

Усиление сварных балок добавлением элементов в пределах их высоты (фиг. 5, в, г, д) проще получается, если балки снять с опор и сварные швы h накладывать в нормальных условиях. Если балки остаются на опорах, то сварные швы накладываются как потолочные, поэтому требуют усиленного контроля в процессе сварки.

Размер a (фиг. 5, в, г, д) назначается из условия удобного подхода электродом к месту наложения шва.

При усилении клёпанных балок приваркой добавляемых элементов должны быть соблюдены необходимые предосторожности, с тем чтобы не было излишнего нагрева близлежащих заклёпок и расстройство заклёпочных швов. При усилении сварных балок возможна приклёпка добавляемых элементов. После окончания клёпки все сварные швы должны быть тщательно проверены.

При пересечении добавляемых элементов (например листов) со стыковыми накладками вертикальных стенок устраняется стык элементов (фиг. 6), причём толщина последних должна быть согласована с толщиной основных накладок.

Если добавляемый элемент (вертикальный или горизонтальный лист) располагается не на всей длине балки, а только на части ее, необходимо элемент вывести за линию (фиг. 7) теоретического места его обрыва на длину a , выбираемую из условия прикрепления элемента по сечению или по усилию, но в крайнем случае не менее чем на два ряда заклёпок.

Усиление балок посредством изменения статической схемы

При усилении крановых балок по приёму изменения статической (расчётной) схемы применяются шпренгельные схемы, как наиболее отвечающие естественным условиям работы балок на поперечный изгиб. Применение ферм (иначе — неизменяемой решётки) для усиления балок обычно эффекта не даёт вследствие большой высоты балок и получения при этом по существу тоже шпренгельной балки, но с большим числом неизвестных (см. стр. 44). Следует отметить, что применение шпренгелей или ферм возможно при наличии соответствующих габаритных условий по высоте кранового моста. В противном случае приходится применять способы усиления, указанные выше.

Основное преимущество применения шпренгелей состоит в том, что при этом удаётся во многих случаях производить усиление балок без изменения сечений основной балки.

Шпренгельные балки работают в соответствии с расчётными предположениями лишь при условии аккуратного изготовления шпренгелей согласно проекту, так как расчётные усилия в балке жёсткости зависят от деформации элементов шпренгеля.

Наиболее распространённые схемы шпренгелей показаны на фиг. 8. Ориентировочные данные для выбора схемы шпренгеля приведены в табл. 10.

Высота h шпренгелей зависит от габаритных условий, но выгоднейшее решение получается при отношении $\frac{h}{l} = \left(\frac{1}{10} \div \frac{1}{15} \right)$.

Тяги могут быть изготовлены из круглого железа (фиг. 9 и 10) в случае применения шпренгелей по типу фиг. 8, а и б для кранов небольшой грузоподъёмности, в остальных случаях следует применять тяги

Таблица 10

Схема шпренгеля по фиг. 8	Грузоподъём- ность в т	Пролёт в м
Треугольная	До 7,5	До 7,0
Трапецевидная . .	» 20,0	10,0—12,0
Параболическая . .	> 20,0	12,0—20,0
Параболическая 6-па- нельная и более . .	> 20,0	≥ 20,0

составного сечения из двух или четырёх уголков (фиг. 9—11); возможно также применение швеллеров.

Характерно для конструкций по фиг. 9 и 10 наличие регулирующего устройства (стяжной муфты), позволяющего придавать шпренгелю расчётное

положение. Проверка расчётного положения шпренгеля может быть произведена замером прогиба конструкции, что выполняется довольно просто, или напряжений в несущей балке при помощи тензометров.

Суммарное напряжение в сечении балки жёсткости будет:

$$\sigma = \frac{S}{F_R} + \frac{M}{W_R},$$

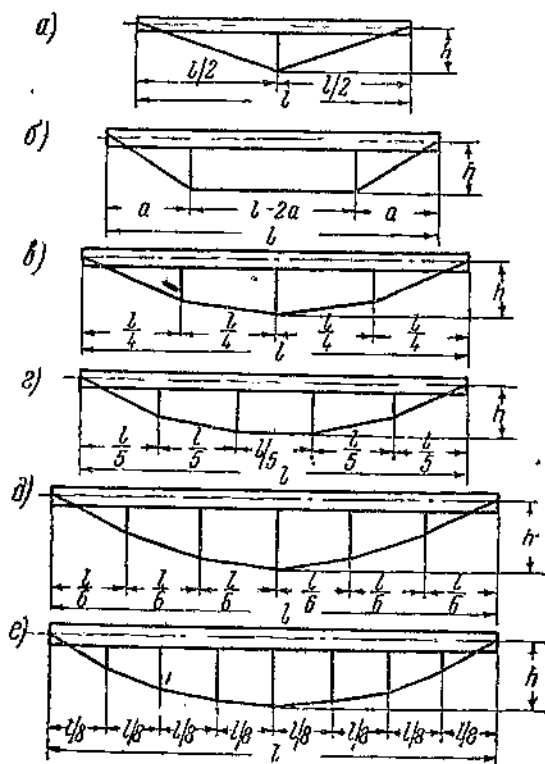
где S — расчётное продольное усилие, равное распуру H ($S = H$);

F_R — площадь сечения нетто;

M — расчётный изгибающий момент;

W_R — момент сопротивления сечения нетто.

При отсутствии связей или большого расстояния между узлами крепления связей необходимо произвести проверку напряжения по устойчивости.



Фиг. 8.

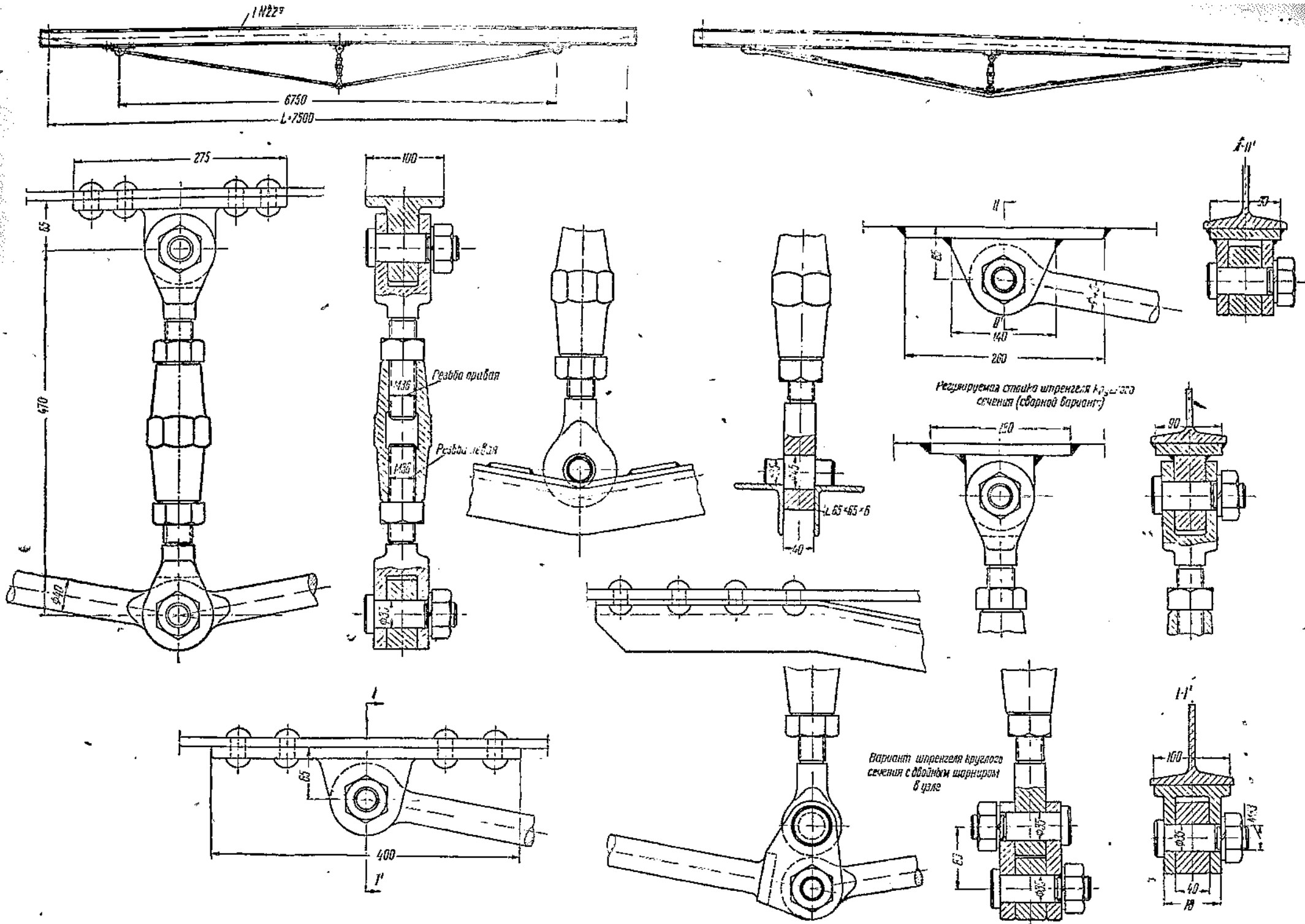
$$\sigma_1 = \frac{S}{\varphi F_{br}} + \frac{M}{W_{br}},$$

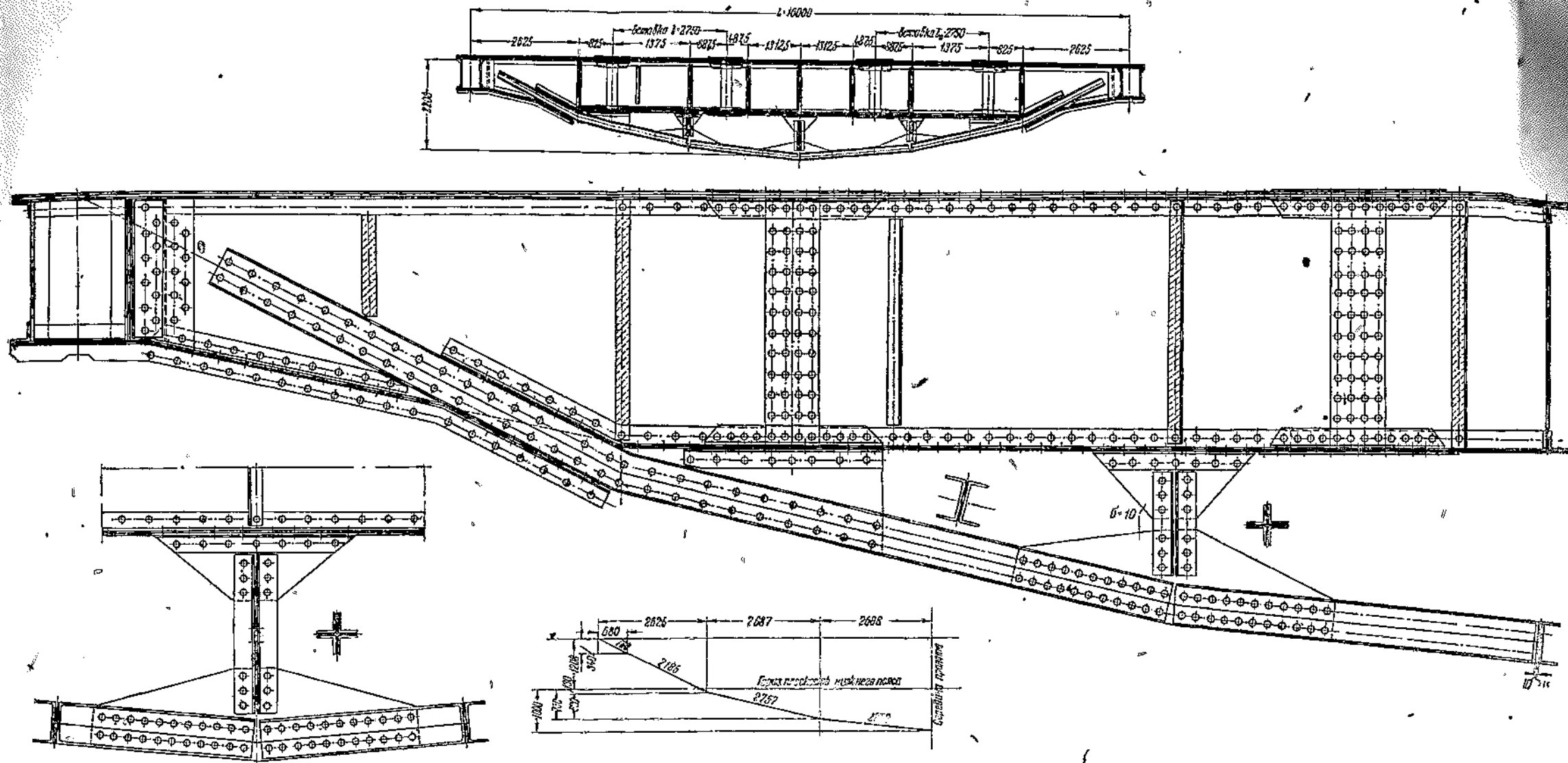
где S и M — см. выше;

φ — коэффициент уменьшения напряжения при продольном изгибе;

F_{br} — площадь сечения брутто;

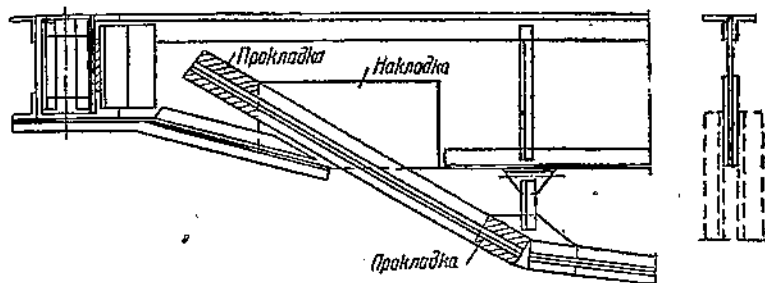
W_{br} — момент сопротивления брутто.





Фиг. 11.

При конструировании крайних узлов балки необходимо обращать внимание на то, чтобы не было излишнего ослабления сечения несущей балки в местах крепления тяги к стенке, так как при этом иногда приходится разрезать нижние пояса балки. Для восполнения сечения полезно давать гнутые поперечные уголки (фиг. 10 и 11).

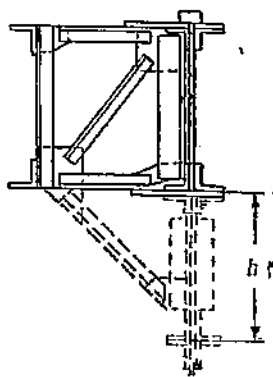


Фиг. 12.

На фиг. 11 дан пример конструкции усиления балки под 75-е нагрузку при увеличении пролёта с 10,5 до 16,0 м. Благодаря применению шпренгеля удалось оставить сечение балки без изменения, вследствие чего стало возможным принять простое устройство стыков основных частей балки со вставками того же сечения. Для компенсации сечения в местах подхода тяги к стенке балки были даны гнутые горизонтальные листы.

Если сечение балки можно восполнить дополнительными накладками, устройство крайнего узла примет вид, как на фиг. 12.

Стойки шпренгелей работают на продольный изгиб, поэтому расчётная длина стойки из плоскости шпренгеля будет $2h$, где h — геометрическая высота стойки. Однако рекомендуется устраивать дополнительные поперечные связи, которые создавали бы жёсткость шпренгелю в боковом направлении (фиг. 13). В этом случае расчётная высота стойки при расчёте из плоскости балки равна геометрической высоте стойки. Обычно указанные связи удаётся удобно разместить ввиду наличия поперечных связей — рам в основной системе крановой балки.



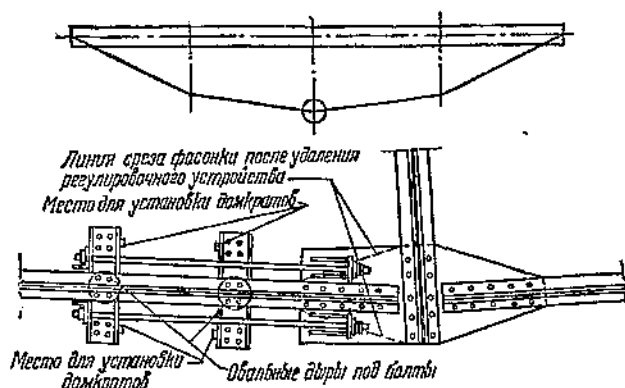
Фиг. 13.

Если поперечные рамы в основной системе отсутствуют или размещены редко, необходимо при составлении проекта усиления предусмотреть эти связи, согласовав их постановку с расположением стоек шпренгеля в многопанельных шпренгелях; при частом расположении стоек поперечные рамы располагаются через каждые 2—3 стойки.

Для обеспечения работы шпренгельной конструкции в соответствии с расчётными предположениями следует производить предварительное натяжение тяги шпренгеля. На фиг. 9 и 10 показана конструкция простого регулировочного приспособления. В более сложных случаях возможно устройство регулировочного устройства по схеме, заимствованной из практики усиления железнодорожных мостов¹ (фиг. 14).

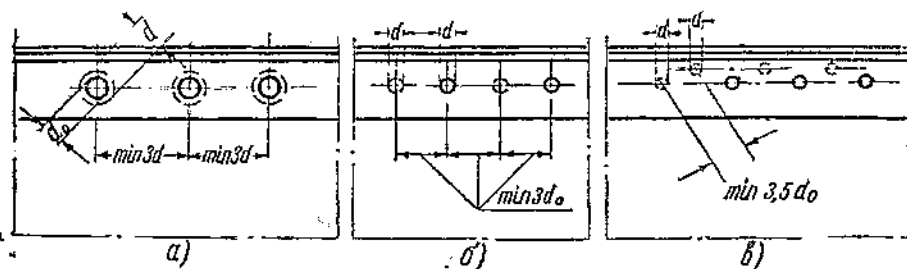
¹ Дялин и Богданов, Усиление мостов.

Устройство этого приспособления таково. На левой (средней) панели тяги устанавливаются две планки со швеллерами, образующими двутавр, через полки которых пропущены стяжные болты, закрепляемые головками в опорных планках на средней фасонке. Необходимый распор создаётся домкратами, устанавливаемыми между планками со швеллерами (планки



Фиг. 14.

присоединены к тяге болтами, причём в более отдалённой от среднего узла планке дыры овальные). После развития расчётных усилий в тяге рассверливаются дыры (первоначально только проколотые) в узле примыкания данной панели тяги к средней узловой фасонке, т. е. в уголках тяги к фасонке (узел примыкания тяги к фасонке с правой стороны, так же как и остальные узлы, кроме рассматриваемого, должен быть выклепан до ввода в действие регулировочного приспособления). Напряжения в тяге



Фиг. 15.

и балке (ферме) замеряются тензометрами. После выклепки рассматриваемого узла устраняются все вспомогательные приспособления, а фасонка в узле обрезается до проектного размера.

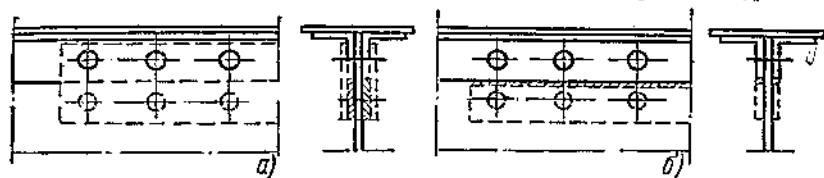
Усиление элементов балок

Усиление поясных заклёпок может быть произведено одним из следующих способов:

1) если расстояние между заклёпками достаточно, возможны или замена заклёпок диаметра d_0 (фиг. 15, а) новыми заклёпками большего

диаметра d (с обязательной рассверловкой дыр), или постановка дополнительных заклёпок того же диаметра d_0 между уже поставленными заклёпками (в один или два ряда) (фиг. 15 б и в);

2) если почему-либо постановка дополнительных заклёпок между основными заклёпками невозможна, то таковые размещаются на накладках, которые приклепываются или привариваются к поясным уголкам (фиг. 16).



Фиг. 16.

Расчёт прочности поясных заклёпок производится следующим образом. Поясная заклёпка срезается равнодействующей силой (фиг. 17)

$$R = \sqrt{T^2 + V^2} \leq N, \quad (a)$$

где T — усилие, срезающее заклёпку в горизонтальном направлении;

$$T = \frac{QS_n}{I_x} a;$$

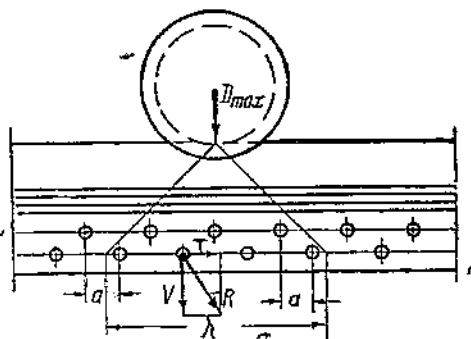
здесь Q — поперечная сила;

S_n — статический момент пояса (горизонтальных листов, поясных уголков, а также и рельса, если последний введён в сечение балки) относительно горизонтальной оси сечения балки;

a — шаг заклёпок;

I_x — момент инерции сечения балки относительно той же оси;

V — вертикальное усилие, срезающее заклёпку от сосредоточенного действия бегунка грузовой тележки;



Фиг. 17.

$$V = \frac{D_{\max}}{n} = \frac{D_{\max}}{\frac{\lambda}{a}} = \frac{D_{\max}}{\lambda} a,$$

где $D_{\max}$ — расчётное давление на бегунок;

n — число заклёпок, попадающих в зону распределения сосредоточенного давления $D_{\max}$;

a — шаг заклёпок;

λ — зона (длина) распределения давления $D_{\max}$;

$$\lambda = 3,8 \sqrt{\frac{T^1}{\delta}},$$

¹ Вывод этой формулы — см. Б. М. Бруде, Устойчивость стенок металлических конструкций, Гостройиздат, 1939 г.

I — сумма моментов инерции рельса (шины) и пояса относительно собственных осей;

N — меньшее из сопротивлений заклёпки смятию стенки или двойному срезу заклёпки.

Таким образом, формула (а) принимает вид:

$$R = \sqrt{\left(\frac{QS_n}{I_x} a\right)^2 + \left(\frac{D_{\max}}{\lambda} a\right)^2} = a \sqrt{\left(\frac{QS_n}{I_x}\right)^2 + \left(\frac{D_{\max}}{\lambda}\right)^2} \leq N,$$

откуда шаг заклёпок

$$a \leq \frac{N}{\sqrt{\left(\frac{QS_n}{I_x}\right)^2 + \left(\frac{D_{\max}}{\lambda}\right)^2}}.$$

Зная величину R , легко определить напряжение смятия в стенке балки и напряжение среза в поясной заклёпке.

Для сварных балок принимается $\lambda_s = 3,26 \sqrt{\frac{T}{\delta}}$. Тогда, аналогично предыдущему, получим расчётное напряжение в поясных швах:

$$t_{\text{ш}} = \frac{1}{1,4 h_{\text{ш}}} \sqrt{\left(\frac{QS_n}{I_x}\right)^2 + \left(\frac{D_{\max}}{\lambda_s}\right)^2} \leq t_{\text{св. доп.}}$$

где $t_{\text{св. доп.}}$ — допускаемое напряжение на срез шва;

$1,4 h_{\text{ш}}$ — расчётная толщина обоих швов (в сечении два шва).

Расчёт прочности заклёпок и швов с учётом сосредоточенного давления не производится в том случае, если известно, что при исполнении балки была произведена пристрожка верхней кромки вертикала к горизонтальному листу верхнего пояса и, следовательно, достаточен будет обычный расчёт заклёпок или сварных швов с учётом только одной сдвигающей силы T .

Для частичной разгрузки заклёпок или сварных швов от действия сосредоточенной нагрузки $D_{\max}$ применяют „коротыши“ — уголки или рёбра (фиг. 18).

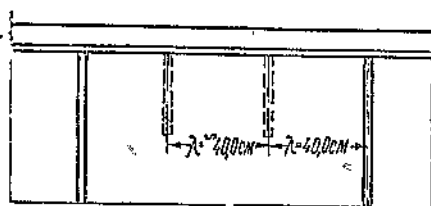
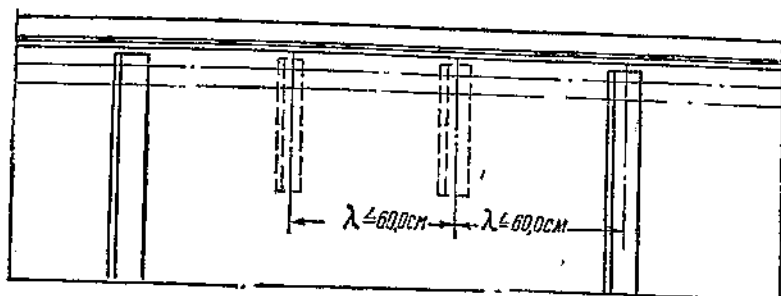
При этом считается возможным (при расстановке элементов, как указано на фиг. 18, при условии, что прикрепление их к стенке рассчитано на $D_1 = 0,6 D_{\max}$) передавать на поясные заклёпки или сварные швы только $0,40 D_{\max}$.

Стык вертикальной стенки клёпаной балки возможно усилить одним из следующих способов:

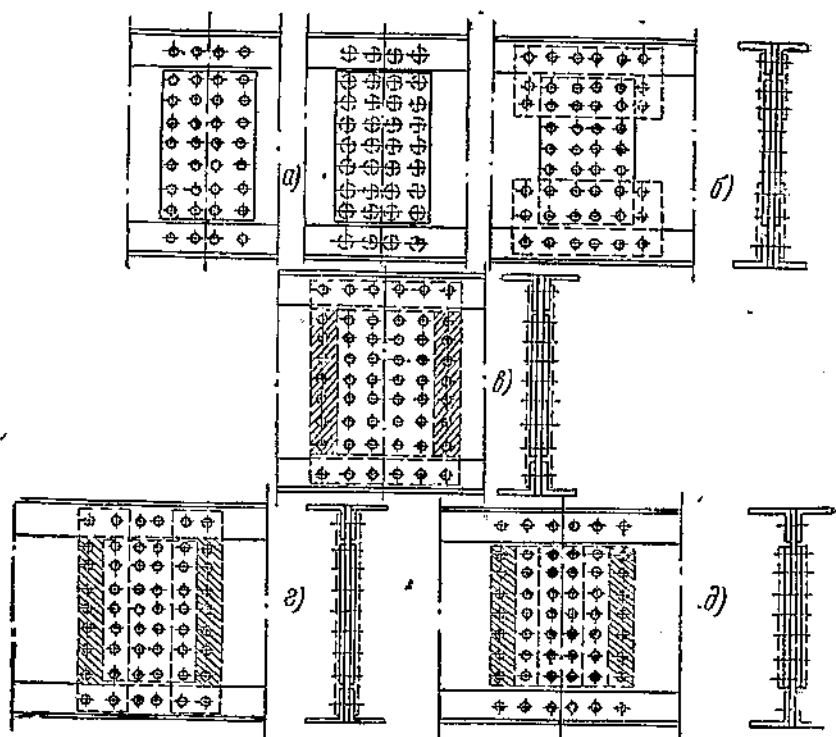
1) заменить все заклёпки в стыке или только наиболее нагруженные заклёпками большего диаметра (фиг. 19, а), если только расстояния между заклёпками достаточны;

2) увеличить число заклёпок в крайних горизонтальных рядах с постановкой дополнительных накладок (фиг. 19, б); рекомендуется в тех случаях, когда основные стыковые накладки размещены между поясными уголками, ставить независимо от прочности стыка дополнительные узкие накладки (фиг. 19, б) для разгрузки поясных заклёпок;

3) увеличить число стыковых заклёпок добавлением новых вертикальных рядов. При этом перекрытие стыка новыми накладками может производиться: а) по фиг. 19, в, если возможно балку на время переклёпки стыка подпереть или подвесить к строительным фермам для предотвращения отно-



Фиг. 18.



Фиг. 19.

сительного смещения частей балки, или б) по фиг. 19, г или д при необходимости оставлять в стыке часть заклёпок на время переклёпки. Усиление по фиг. 19, б, в, г применяется при одинаковой толщине основной накладки и поясных уголков.

Если прочность стыковых накладок оказывается недостаточной (мал момент сопротивления), производится постановка новых накладок с большей толщиной в соответствии с расчётом.

Усиление стыков поясных уголков и поясных листов производится заменой слабых заклёпок новыми большего диаметра или увеличением числа стыковых заклёпок и изменением вследствие этого длины стыковой накладки.

Стыки вертикальных листов сварных балок при недостаточности шва встык усиливаются добавлением кусковых ромбических накладок (фиг. 20, а). Однако в этом случае неизбежно наложение частично потолочных швов, что требует усиленного внимания в процессе сварки.

Более удобны для сварки, но менее рациональны при интенсивной динамической нагрузке обычные накладки с приваркой только лобовыми швами (фиг. 20, б). При интенсивной динамической нагрузке, например в кранах, относящихся ко второй или третьей группам, в случае невозможности почему-либо поставить ромбические накладки усиление стыка можно произвести постановкой точёных болтов или заклёпок (фиг. 20, в). Ослабление сечения балки при этом компенсируется выбором соответствующих размеров стыковых накладок и усилением, если это требуется расчётом, горизонталов в данном сечении.

Если в усиливаемом стыке оказываются недостаточно прочными швы накладок, следует эти накладки и швы срубить (удалить) и заменить их новыми, более мощными.

Общая устойчивость¹ балок достигается соответствующим расположением горизонтальных связей в плоскостях верхнего и нижнего поясов балки и наличием поперечных связей — рам. Обычно этому условию удовлетворяет большинство конструкций мостовых кранов с перемещением грузовой тележки по верхнему поясу. Иногда верхние горизонтальные связи заменяются сплошными листами (обычно со стороны расположения механизма передвижения моста).

Местная устойчивость сжатого пояса считается вполне обеспеченной, если ширина пояса b находится в пределах не выше 30—35-кратной толщины t пакета пояса балки (фиг. 21).

При больших соотношениях ($b > 35t$) устойчивость пояса достигается устройством горизонтальных связей, причём расстояние между узлами принимается в пределах $(19+20)t$ (фиг. 22).

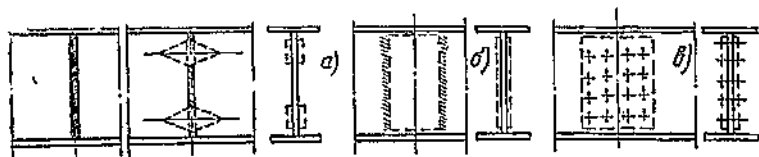
Местная устойчивость вертикальной стенки достигается соответствующим размещением уголков или рёбер жёсткости. Если в усиливаемой конструкции уголки жёсткости (или рёбра) поставлены редко, увеличение устойчивости стенки достигается постановкой дополнительных уголков или рёбер между ранее поставленными (фиг. 23).

Уголки (рёбра) жёсткости ставятся более часто у опор и реже к середине пролёта. Рекомендуется ближайšie к опорам уголки (или рёбра) ставить так, чтобы расстояние между ними было равно примерно высоте

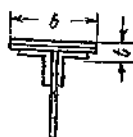
¹ Подробно об устойчивости балок — см. проф. Н. С. Стрелецкий, Основы металлических конструкций.

балки ($a \approx h$). Расстояние a увеличивается по мере приближения к середине пролёта балки и наибольшее расстояние принимается $a \approx 2h$.

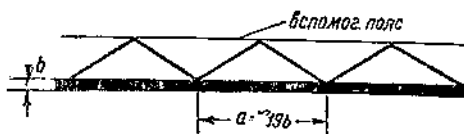
Уголки жёсткости следует ставить с напуском на поясные уголки (фиг. 24), т. е. на прокладках.



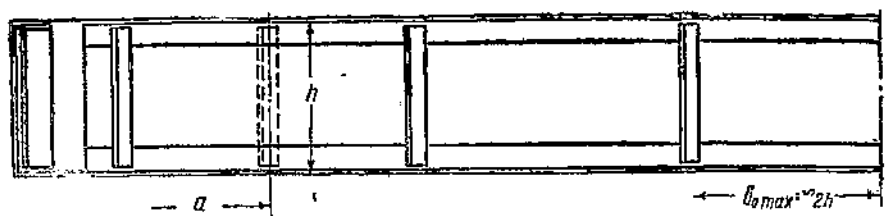
Фиг. 20.



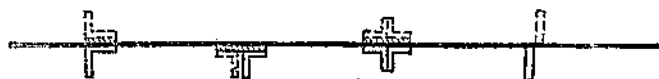
Фиг. 21.



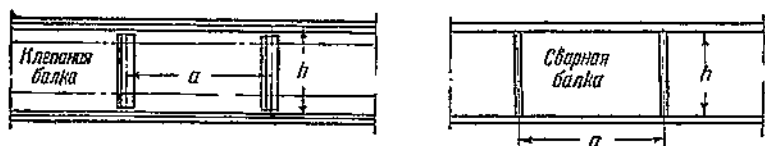
Фиг. 22.



Фиг. 23.



Фиг. 24.



Фиг. 25.

В случае недостаточности поставленных уголков (или рёбер) жёсткости устанавливаются добавочные уголки (рёбра), как показано на фиг. 24 пунктиром.

Верхние торцы уголков жёсткости рекомендуется плотно пригонять к верхнему поясу.

Принимая обозначения расчётных величин по фиг. 25, будем иметь следующую формулу для определения критического скалывающего напряжения:

$$t_{kp} = \left(10\,200 + \frac{7\,600}{m^2} \right) \left(\frac{a}{b} \right)^2 \text{ м/см}^2,$$

где

$$m = \frac{a}{h}, \text{ если } a > h;$$

$$m = \frac{h}{a} \quad » \quad h > a;$$

$$b = a \quad » \quad a < h;$$

$$b = h \quad » \quad h < a;$$

δ — толщина стенки.

Расчётное касательное напряжение определяется по формуле:

$$t = \frac{Q_{\max}}{\delta h} m \text{ см}^2,$$

где $Q_{\max}$ — расчётная поперечная сила (на опоре);

δ и h — см. выше.

Тогда расчётный запас устойчивости будет:

$$\frac{t_{kp}}{t} \geq nk,$$

где $n = 1,7$ — обычный коэффициент запаса;

k — коэффициент увеличения запаса устойчивости для случая действия сосредоточенных давлений бегунков;

$$k = \frac{1}{\sqrt{1 - \frac{n D_{\max}}{A \delta} \left(\frac{a}{100\delta} \right)^3}},$$

n — см. выше;

$D_{\max}$ — расчётное давление бегунка;

A — для клёпанных балок 90, для сварных — 0,60;

a и δ — см. выше.

Если отношение $\frac{a}{\delta} \leq 40$, дополнительный коэффициент запаса не учитывается.

Если отношение высоты стенки к толщине находится в пределах:

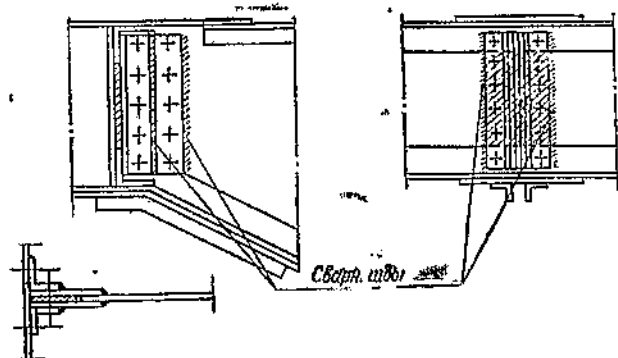
$$\text{для клёпанных балок } \frac{h}{\delta} > 180 \sqrt{\frac{1,4}{\sigma}},$$

$$\text{для сварных балок } \frac{h}{\delta} > 160 \sqrt{\frac{1,4}{\sigma}},$$

(σ — допускаемое напряжение в м/см^2), то необходимо ставить горизонтальные рёбра жёсткости, располагаемые на расстоянии $c = 0,23h$ от верхнего сжатого пояса в сварных балках и от оси горизонтальных поясных заклёпок в клёпанных балках.

Ширина (в миллиметрах) выступающей части ребра или полки уголка с прокладкой должна быть не менее $10 + \frac{h}{30}$, где h — высота стенки в миллиметрах. Толщина рёбер или уголков жёсткости должна быть не менее $1,5 b$, где b — ширина ребра в миллиметрах. При отношении $\frac{h}{\delta} \leq 65$ проверка устойчивости стенки не требуется. При $\frac{h}{\delta} > 65$ обязательна постановка уголков (рёбер) жёсткости.

Усиление примыкания главных балок к поперечным может быть произведено заменой заклёпок новыми большего диаметра или постановкой дополнительных заклёпок того же диаметра. Способ замены или увеличе-

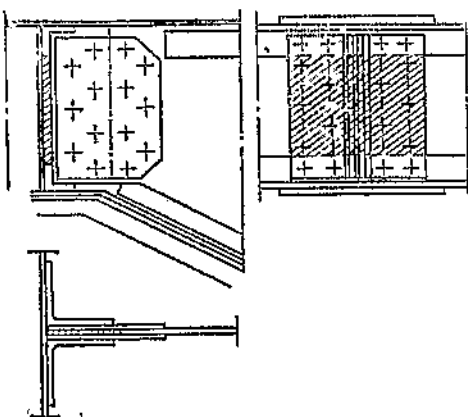


Фиг. 26.

ния числа заклёпок без изменения крепления в целом применяется в случаях, когда возможно использование минимальных шагов между заклёпками согласно нормам.

Если этот способ оказывается недостаточным или почему-либо неудобным к осуществлению, то переходят к комбинированным соединениям (фиг. 26) или радикально изменяют конструкцию крепления, применяя, например, более мощные (двухрядные) стыковые уголки (фиг. 27) и заклёпки большего диаметра. Неиспользованные при этом дыры, оставшиеся в вертикалах основной и концевой балок, должны быть тщательно заварены. Усиление крепления возможно осуществить как клёпкой, так и сваркой.

Крепление главной балки к концевой следует рассчитывать на поперечную силу (реакцию), увеличенную на 20%. Динамический коэффициент при этом в расчёт не вводится.



Фиг. 27.

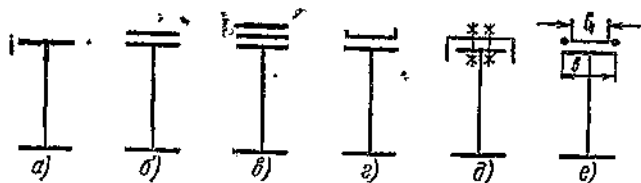
БАЛКИ С НАГРУЗКОЙ, ПЕРЕМЕЩАЮЩЕЙСЯ ПО НИЖНЕМУ ПОЯСУ

К таким балкам относятся балки, находящиеся под действием тельферной нагрузки (кран-балки, монорельсы). В этих случаях основная балка состоит из прокатного двутавра (фиг. 28).

Усиление посредством развития сечений

Сечения данных балок можно развивать: несимметрично относительно горизонтальной оси сечения (фиг. 28) и симметрично относительно новой оси составного сечения (фиг. 29).

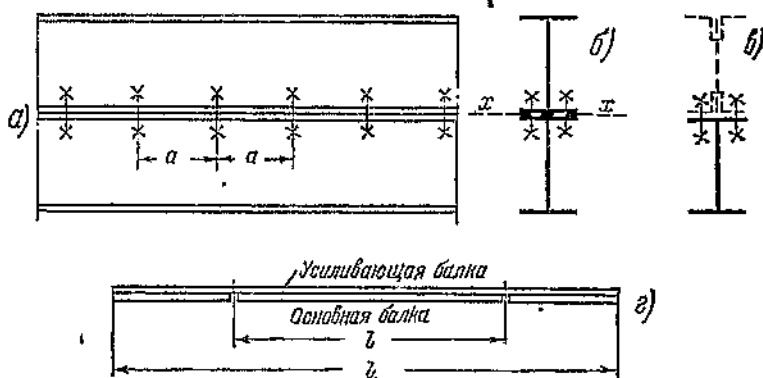
Несимметричное развитие сечения может быть достигнуто прикреплением к верхнему поясу одного-двух горизонтальных листов (фиг. 28, б, в) или швеллера (фиг. 28, г и д). Более двух горизонтальных листов применять не следует. Прикрепление дополнительных элементов может быть произведено болтами, заклёпками или сваркой (фиг. 28, е). В последнем



Фиг. 28.

случае рекомендуется применять один лист вместо двух менее тонких. При этом ширину листа следует выбирать менее ширины пояса основной балки для избежания разделки кромок пояса для сварки. В случае применения дополнительного швеллера по фиг. 28, д соединение производится болтами.

В разбираемых случаях развитие несимметричного сечения увеличивает боковую устойчивость балки. Дополнительным средством для увеличения устойчивости балки является постановка в плоскости верхнего пояса балки



Фиг. 29.

подкосов жёсткости с одной или с обеих сторон (фиг. 30, а) или устройство горизонтальной фермы жёсткости (фиг. 30, б).

Наибольшее расстояние a свободной длины балки из прокатного двутавра может быть выбрано по таблице свободных длин, помещённой в приложении 10 к „Техническим условиям и нормам на металлические конструкции“, изд. 1934 г.

Подкосы жёсткости удобно применять для крановых балок пролётом до 10,0 м. Для больших пролётов следует применять горизонтальную ферму жёсткости с элементами, имеющими наибольшую гибкость в пределах 200—250. Расчёта этих ферм на горизонтальную нагрузку можно не производить, потому что возникающие при этом усилия настолько малы, что сечение приходится ставить конструктивно (по гибкости).

При отсутствии подкосов или ферм жёсткости необходимо соответствующим образом понижать напряжения в сжатом поясе балки, с тем чтобы получить достаточную общую устойчивость балки. Применение подкосов или ферм жёсткости даёт возможность более полно использовать напряжения в основной балке.

Указанные способы усиления балок применяются в случаях, когда требуется произвести усиление в пределах до $15-20\%$.

В случае необходимости радикального усиления балки, например при значительном увеличении пролёта, эффективным способом является применение дополнительного двутавра, присоединяемого к основному двутавру болтами (возможны также клёпка и сварка), что создаёт новое мощное сечение, симметричное относительно общей горизонтальной оси (фиг. 29). При отсутствии необходимого прокатного двутавра увеличение высоты возможно добавлением вертикального листа с уголками (фиг. 29, в, пунктир).

Применение соединительных сварных швов в разбираемом случае неудобно, так как требует разделки кромок поясов подвешенной балки. Это затруднение отпадает, если можно балку снять с опор и производить усиление на земле в обычных условиях.

Расчёт соединительных болтов (или заклёпок) производится так (фиг. 29, а). Касательная сила, приходящаяся на единицу длины балки (например на 1 пог. см),

$$T_o = \frac{QS}{l_x},$$

где Q — наибольшая поперечная сила (опорная реакция);

S — статический момент полусечения относительно нейтральной горизонтальной оси;

I_x — момент инерции брутто сечения относительно той же оси.

Скалывающая сила, приходящаяся на болт (всего в сечении два болта),

$$T = \frac{QS}{2I_x} a.$$

Напряжение в болте

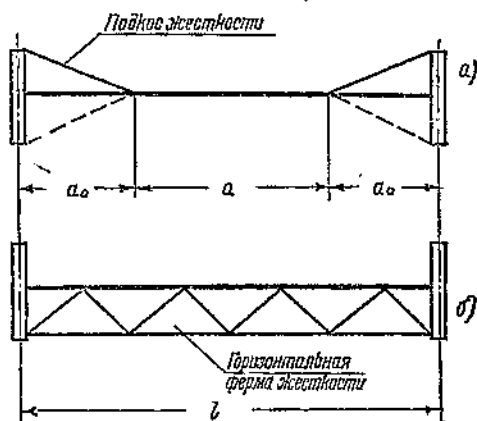
$$t = \frac{QSa}{2I_x \frac{\pi d^2}{4}} = \text{доп.}$$

в этих формулах Q , S и I_x — см. выше;

a — расстояние между болтами;

d — расчётный диаметр болта (заклёпки);

$t_{\text{доп}}$ — допускаемое напряжение на срез болта (заклёпки).



Фиг. 30.

Аналогично проверяются соединительные сварные швы (фиг. 31).
При шпоночном шве (два шва в сечении)

$$t_{св} = \frac{QS}{2I_x c} a = t_{доп},$$

где $t_{св}$ — напряжение в шве;

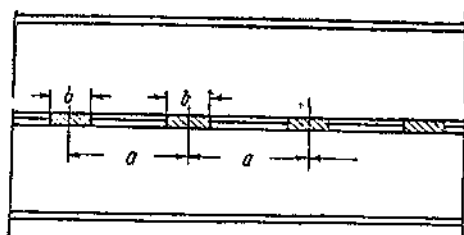
Q, S и I_x — см. выше;

a — шаг шпонок;

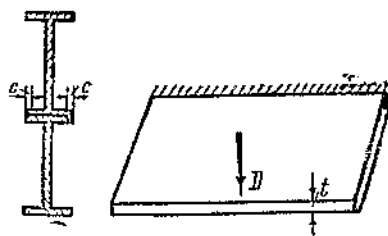
b — длина шпонки;

c — ширина шпонки;

$t_{доп}$ — допускаемое напряжение на срез сварного шва.



Фиг. 31.



Фиг. 32.

При непрерывном шве

$$t_{св} = \frac{QS}{2I_x c};$$

здесь обозначения те же.

При увеличении нагрузки (в случаях передвижения её по нижним полкам балки) необходимо проверить напряжение изгиба в отгибаемой полке, рассматривая её как плиту постоянной толщины и бесконечной длины, заделанную с одного края по всей длине (фиг. 32).

В этом случае напряжение на единицу длины заделки будет:

$$\sigma = \frac{3,05D}{t^2} \leq \sigma_{доп},$$

где D — нагрузка в точке;

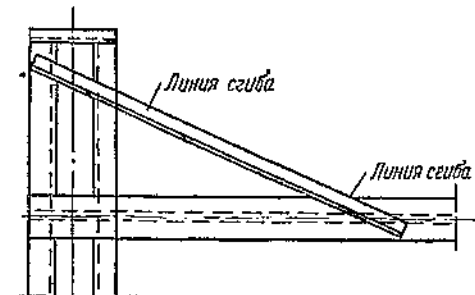
t — толщина плиты (для полок двутавров — средняя толщина полки по сортаменту);

$\sigma_{доп}$ — допускаемое напряжение на изгиб.

Для обеспечения достаточной устойчивости балок, составленных из двух двутавров, необходима постановка подкосов жёсткости (при пролётах до 8—

10 м) или устройство горизонтальной фермы жёсткости (при пролётах свыше 10,0 м).

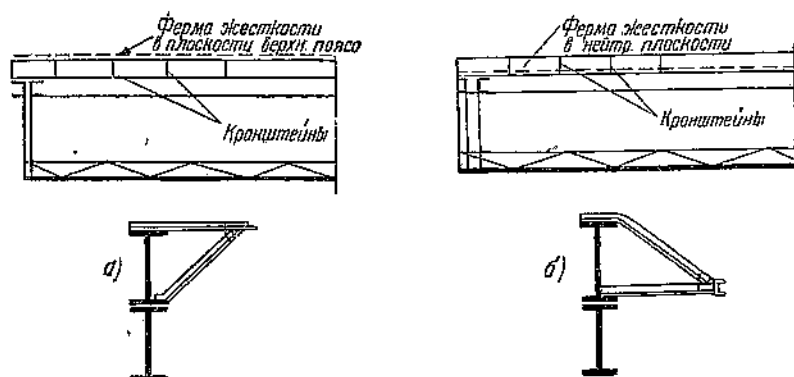
Обычно концевая балка располагается ниже верхнего двутавра, поэтому приходится применять гнутые подкосы жёсткости (фиг. 33), прикрепляемые



Фиг. 33.

нижним концом к концевой балке, а верхним — к верхнему поясу (полке) верхнего двутавра. Для удобства смены подкосы ставятся на болтах. Для подкосов следует применять уголки профилем не менее $60 \times 60 \times 5$.

Фермы жёсткости располагаются в плоскости верхнего пояса (фиг. 34, а) или чаще в нейтральной плоскости (фиг. 34, б), вследствие чего дости-



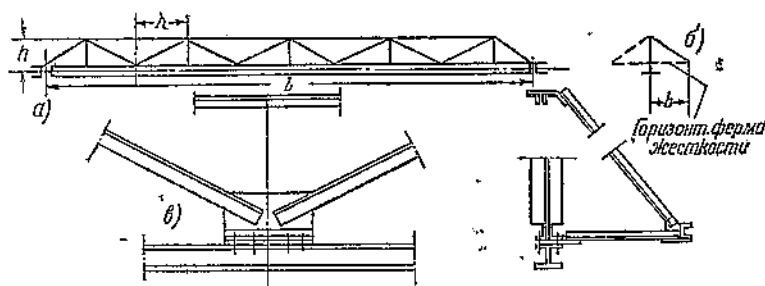
Фиг. 34.

гается удобное опирание наружного пояса фермы на концевой балке. В обоих случаях применяются кронштейны (гнутые или на фасонках) для поддержания фермы в пролёте.

Усиление посредством изменения статической схемы

Рассматриваемый тип балок возможно усилить фермой или шпренгелем.

Применение фермы (фиг. 35) даёт большой эффект и может быть рекомендовано во всех случаях значительного увеличения пролёта или на-



Фиг. 35.

грузки. Теоретическая высота h фермы (расстояние между центрами тяжести поясов) может быть принята в широких пределах от $\frac{1}{10}$ до $\frac{1}{20}$ пролёта l в зависимости от габаритных условий. При высоких фермах ($\frac{h}{l} = \text{до } \frac{1}{14} \div \frac{1}{15}$) усилия в элементах фермы получаются незначительными и стержни приходится подбирать конструктивно (по гибкости). Для лучшего использования

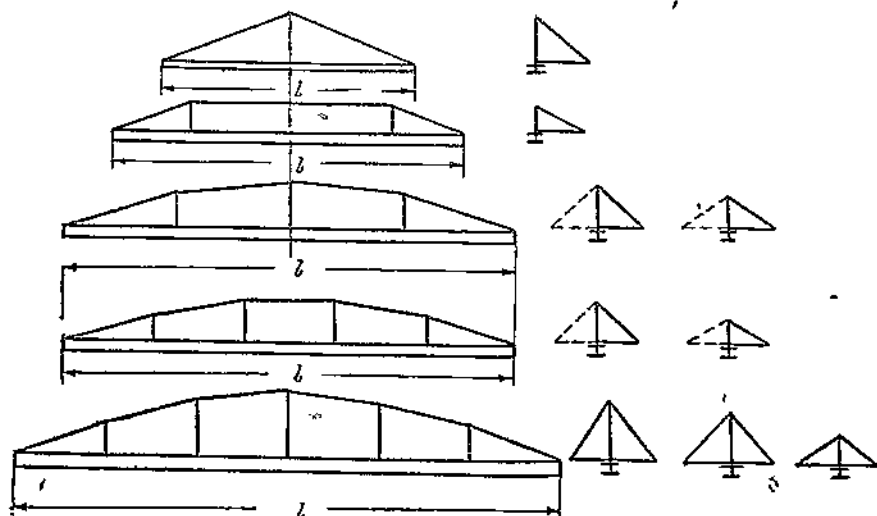
материала выгоднее в данных условиях применять меньшие высоты в пределах

$$h = \left(\frac{1}{14} \div \frac{1}{20} \right) l.$$

Горизонтальная ферма жёсткости располагается в плоскости верхнего пояса несущей балки (фиг. 35,б). Крепление вертикальной фермы к несущей балке делается на болтах. Как вертикальная, так и горизонтальная фермы могут быть клёпаными или сварными в зависимости от местных условий.

Несущая балка работает на продольную силу (растяжение) и на местный изгиб. Местный изгибающий момент определяется по формуле:

$$M_{\lambda} = \frac{D_{\lambda}}{6},$$



Фиг. 36.

где D — давление на бегунок;

λ — длина панели.

Суммарное напряжение в нижнем поясе будет:

$$\sigma_{\Sigma} = \frac{S_{\max}}{F_n} + \frac{M_{\lambda}}{W_n},$$

где $S_{\max}$ — расчётное усилие в нижнем поясе;

M_{λ} — местный изгибающий момент;

F_n — площадь сечения нетто;

W_n — момент сопротивления нетто.

Расчётные гибкости отдельных элементов принимаются согласно ТУ и Н на проектирование крановых сооружений.

Ширина горизонтальной фермы принимается в пределах

$$b \approx \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{20} \right) l.$$

В случае размещения механизма передвижения балки на горизонтальной ферме ширина её принимается согласно „Правилам“ Котлонадзора.

Несущие балки могут быть усилены также при помощи шпренгеля (фиг. 36). Этот вид усиления в общем менее эффективен, чем усиление фермой.

На фиг. 36 показаны наиболее употребительные схемы шпренгелей. Треугольный шпренгель применяется для пролётов 5—7 м, трапецевидный — при пролётах 10—12 м; четырёх- и пятипанельный — при больших пролётах — примерно до 20,0 м; при пролётах свыше 20,0 м применяется шестипанельная и более схема.

В отношении высоты h шпренгелей действительны указания, приведённые выше для ферм. При пролётах до 10—12 м устанавливается горизонтальная ферма жёсткости с одной стороны; при пролётах свыше 12 м до 20,0 м — одна или лучше две фермы; при пролётах свыше 20,0 м необходимо ставить фермы с обеих сторон балки. Подкосы следует ставить во всех сечениях со стойками, имея в виду, что подкосы необходимы для обеспечения продольной устойчивости сжатого пояса шпренгеля при выпучивании его из плоскости балки. Ширина ферм жёсткости принимается в пределах $b \approx \left(\frac{1}{15} + \frac{1}{20} \right) l$.

Принципы конструирования шпренгелей в данном случае остаются такими же, как и при расположении шпренгелей под балкой жёсткости (см. выше).

3. УСИЛЕНИЕ ФЕРМ

Усиление посредством увеличения сечений элементов ферм

Верхний пояс крановых мостов работает в условиях одновременного действия продольного сжимающего усилия $S_{\max}$ и местного поперечного изгибающего момента $M_\lambda = \frac{D_\lambda}{6}$, где D — расчётное давление бегунка грузовой тележки и λ — длина панели (фиг. 37).

При более точном расчёте значений M_λ , а также при определении узловых (опорных) моментов следует пользоваться табл. 11.

Таблица 11

$\frac{a}{\lambda}$	Максимальный момент $M_\lambda = a D_\lambda$	Максимальный опорный момент $M_\lambda^0 = \beta D_\lambda$	Примечание
0,10	0,35	—0,17	Оба груза находятся на панели
0,20	0,30	—0,16	
0,30	0,27	—0,15	
0,40	0,24	—0,14	
0,50	0,22	—0,15	

$\frac{a}{\lambda}$	Максимальный момент $M_\lambda = a D_\lambda$	Максимальный опорный момент $M_\lambda^0 = \beta D_\lambda$	Примечание
0,60	0,20	—0,16	На панели находится один груз
0,70		—0,16	
0,80		—0,16	
0,90		—0,16	
1,00		—0,15	
1,10	0,17	—0,14	
1,20		—0,13	
1,30		—0,12	
1,40		—0,10	
1,50		—0,08	

Суммарное напряжение в сечении верхнего пояса проверяется по формулам:

а) на прочность

$$\sigma = \frac{S_{\max}}{F_n} + \frac{M_{\lambda}}{W_n} \leq \sigma_{\text{доп}};$$

б) на устойчивость

$$\sigma^1 = \frac{S_{\max}}{\varphi F_{br}} + \frac{M_{\lambda}}{W_{br}}.$$

В этих формулах $S_{\max}$ — расчётное усилие сжатия;

M_{λ} — местный изгибающий момент;

F_n — площадь поперечного сечения нетто;

W_n — момент сопротивления нетто;

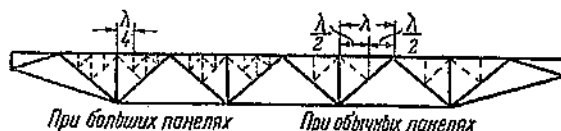
φ — коэффициент уменьшения напряжений при продольном изгибе;

F_{br} — площадь поперечного сечения брутто;

W_{br} — момент сопротивления сечения брутто;

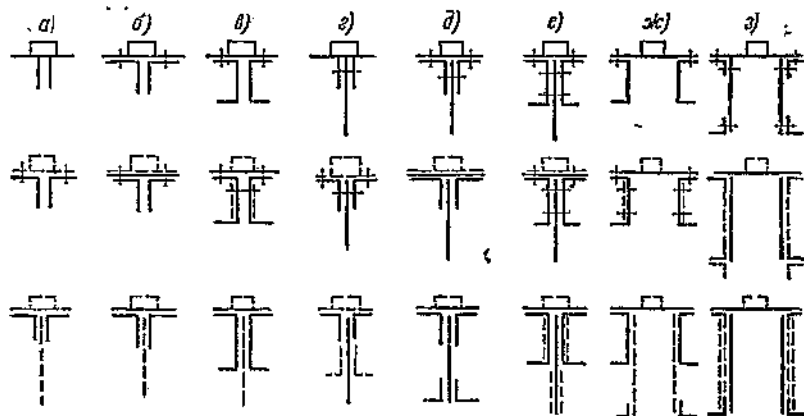
$\sigma_{\text{доп}}$ — допускаемое напряжение изгиба.

Влияние местного изгибающего момента во многих случаях бывает значительно. Поэтому при усилении крановых ферм рекомендуется в качестве первого варианта



Фиг. 38.

рассматривать возможность добавления вспомогательных ферм — шпренгелей¹ (фиг. 38, пунктир) для уменьшения длины панели, а следовательно, и напряжений от местного изгиба. Добавочная часть решётки (шпренгеля) в общей работе фермы не участвует и воспринимает только нагрузку, расположенную непосредственно в пределах рассматриваемой панели. Обычно сечения добавочных элементов бывают пелелики, а узлы крепления — простые. Этот вариант



Фиг. 39.

¹ Здесь и далее применяется общепринятая терминология. Необходимо иметь в виду, что рассматриваемые здесь шпренгели по своей работе принципиально отличаются от работы шпренгелей в балках (см. любой курс строительной механики).

усиления следует рекомендовать также и потому, что развитие сечений верхнего пояса бывает затруднительно. При усилении верхних поясов необходимо сечения развивать благодаря отмеченной выше особенности с учётом также получения надлежащего момента инерции (момента сопротивления) сечения.

Для верхних поясов клёпанных крановых ферм в зависимости от действующих усилий применяются типы сечений, показанные на фиг. 39 (верхний ряд).

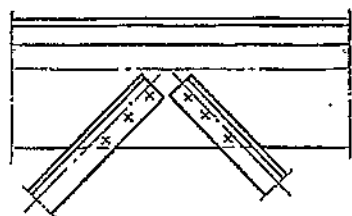
Обычно в мостовых кранах верхний пояс имеет постоянное сечение вдоль всего пролёта, вследствие чего в панелях, далее расположенных от середины пролёта, напряжения значительно понижаются. Поэтому не всегда бывает необходимым усиливать пояс во всех панелях.

Усиление может быть сделано по одному из вариантов фиг. 39, причём следует отметить, что если в сечении отсутствует горизонтальный лист, то независимо от полученного расчётного напряжения лист должен быть поставлен для правильного распределения давления от подвижной нагрузки между элементами пояса (фиг. 39, сечения по типу *a* и *г*). Следует также иметь в виду, что прикрепление узких листов одним рядом заклёпок (фиг. 40) не рационально вследствие его коробления при этом. Поэтому во всех случаях постановки дополнительных листов (горизонтальных и вертикальных) их следует крепить двумя рядами заклёпок (в ряд или в шахматном порядке) или применять сварку.

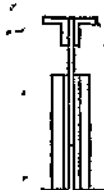


Фиг. 40.

Эффективное усиление пояса достигается введением рельса-шины в сечение, для чего надлежит обеспечить достаточную прочность всех стыков рельса-шины и прикрепления его к поясу. Как стык, так и прикрепление рельсов проще всего делать сваркой. Эффективное усиление можно

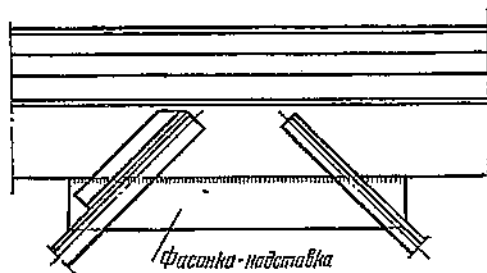


Фиг. 41.



получить также введением в сечение вертикалов. В этом случае ширину вертикалов следует принимать такой, чтобы возможно было осуществить прикрепление раскосов фермы к поясу без применения фасонки (фиг. 41).

Если вертикальный лист является основным элементом сечения усиления, то добавление элементов (фиг. 39, типы *г*, *д* и *е*, 1-й и 2-й ряды



Фиг. 42,



снизу) затрудняет устройство узловых соединений фермы вследствие необходимости иметь непрерывный переход указанных элементов из одной панели в другую. В этих случаях возможно использование фасонки-надставок (фиг. 42), привариваемых к вертикалу, если основного вертикала имеющейся ширины недостаточно для прикрепления раскосов.

При возникновении неудобств при использовании вертикала узел можно целиком сделать на фасонке-надставке (фиг. 43).

Расчёт крепления фасонки-надставок к поясу может быть произведен так:

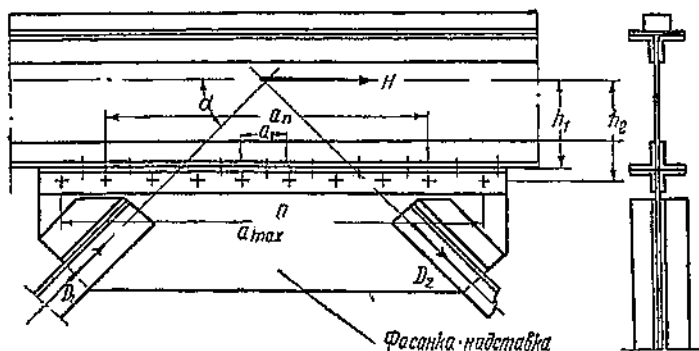
а) Крепление клёпкой (фиг. 43)

Горизонтальная равнодействующая H усилий в раскосах

$$H = \sum D \cos \alpha.$$

Горизонтальные заклёпки срезаются усилием H и моментом $M = Hh_2$.
Усилие, приходящееся на крайнюю горизонтальную заклёпку,

$$S = \sqrt{\left(\frac{H}{n}\right)^2 + \left(\frac{Ma_{\max}}{\sum a^2}\right)^2} \leq S_{\text{доп}},$$



Фиг. 43.

где H и M — см. выше;

n — число заклёпок;

$a_{\max}$ — расстояние между крайними заклёпками;

a — расстояние между симметрично поставленными заклёпками;

$S_{\text{доп}}$ — допускаемое усилие на заклёпку по срезу или смятию.

Аналогично проверяются вертикальные заклёпки ($M = Hh_1$).

б) Крепление сваркой (фиг. 44)

Горизонтальный шов срезается (вдоль) горизонтальной составляющей H усилий в раскосах

$$H = \sum D \cos \alpha$$

и изгибается моментом

$$M = V_{D_1} h,$$

где V_{D_1} — вертикальная составляющая усилия D_1 в восходящем раскосе ($V_{D_1} = D_1 \sin \alpha$);

h — расстояние между точками пересечения шва с направлениями усилий в раскосах.

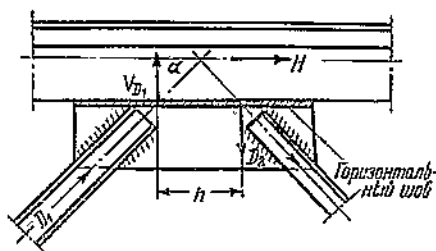
Для сокращения узловых уширений следует применять уголки-коротыши, посредством которых раскосы присоединяются к фасонке-надставке.

В указанных случаях приходится укорачивать раскосы (обрубать концы). Остающиеся после этого неиспользуемые дыры для заклёпок в основном вертикале должны быть тщательно заварены.

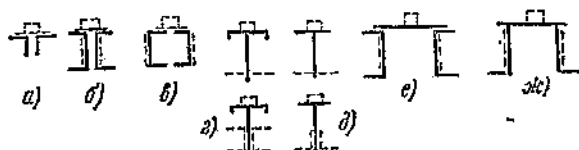
Усиление поясов и конструкция узлов могут быть выполнены применением как клёпки, так и сварки. В последнем случае особого наблюдения требуют при выполнении нижние швы.

Сечения поясов сварных крановых мостов показаны на фиг. 45.

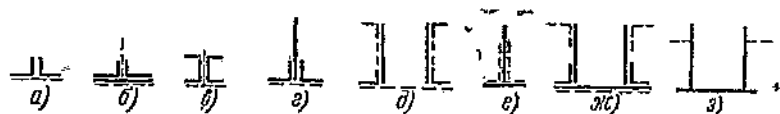
Усиление этих сечений может быть произведено теми же способами, что и усиление клёпанных поясов (фиг. 39), причём в зависимости от местных условий возможно применение клёпки или сварки.



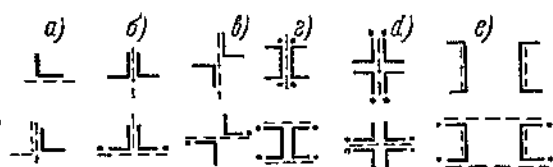
Фиг. 44.



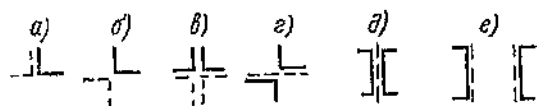
Фиг. 45.



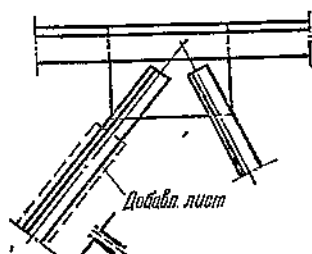
Фиг. 46.



Фиг. 47.



Фиг. 49.



Фиг. 48.

Сечения, применяемые для нижних поясов крановых ферм (клёпанных и сварных), показаны на фиг. 46.

Нижние пояса работают на растяжение без поперечного изгиба, поэтому усиление достигается в данном случае добавлением горизонтальных листов и резе вертикалов. Усиление может производиться посредством клёпки или сварки.

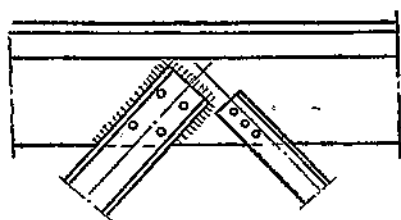
Узлы при применении одностенчатых сечений (фиг. 46, *г* и *е*) комплектуются аналогично узлам верхнего пояса с применением фасонок-надставок (фиг. 42, 43 и 44).

Сечения раскосов крановых ферм показаны на фиг. 47. Раскосы вследствие простоты сечений и креплений к поясам являются наименее трудоёмкими элементами крановых ферм. Поэтому во многих случаях усиления бывает выгоднее слабые раскосы заменять новыми, более мощными, тем более что в большинстве случаев удастся сохранить тот же тип сечений. Кроме того, в большинстве случаев приходится заменять не все раскосы, а только те, которые расположены в панелях, ближайших к опорам моста.

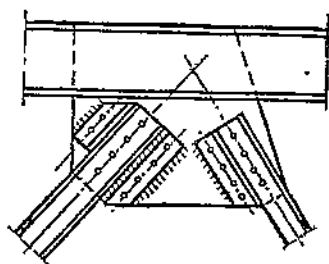
При недостаточной устойчивости раскосов относительно одной из главных осей возможно усиление добавлением листов необходимой ширины (фиг. 47, пунктир); добавляемые при этом листы не прикрепляются к поясам и обрываются, не доходя до узлов (фиг. 48).

При наличии дополнительной решётки (шпренгелей по фиг. 38) расчётная длина раскоса в плоскости фермы

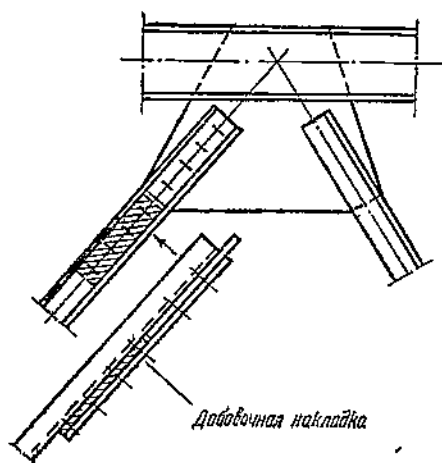
соответственно уменьшается (вдвое, если точка перегиба находится в середине длины раскоса).



Фиг. 50.



Фиг. 51.



Фиг. 52.

Устойчивость отдельных ветвей раскоса увеличивается постановкой промежуточных прокладок (шайб) или планок в зависимости от расчёта или по конструктивным соображениям.

Прочность стоек увеличивается заменой слабых стоек более мощ-

ными или добавлением новых элементов к усиливаемой стойке (фиг. 49, пунктир).

Во всех случаях усиления прочности раскосов необходимо обеспечить прочное крепление добавляемых элементов (уголков, листов) к фасонкам.

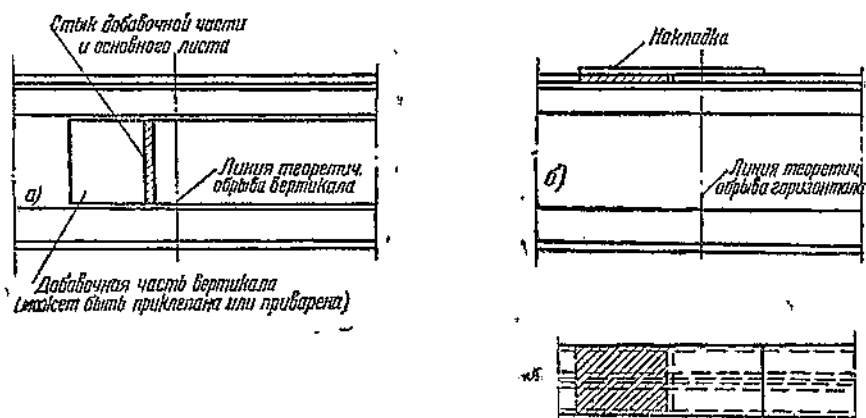
Усиление раскосов удобно производить сваркой, особенно узких листов и однорядных уголков; возможно также применение клёпки.

Прочность крепления раскосов к поясам ферм можно увеличить одним из следующих способов:

1) можно заменить заклёпки в узле заклёпками большего диаметра, если после такой замены расстояния между заклёпками будут не меньше допускаемых для заклёпок нового диаметра;

2) можно поставить в узле дополнительные заклёпки одинакового диаметра с основными заклёпками если расстояния между ними после усиления будут находиться в пределах не менее допускаемых;

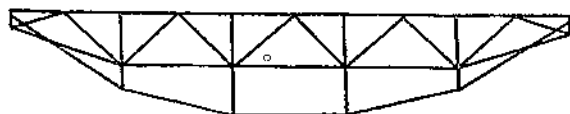
3) устройством комбинированного соединения обварки элемента по периметру (фиг. 50); этот способ усиления требует большой осторожно-



Фиг. 53.

сти, так как сосредоточение большого количества сварных швов в узле создает предпосылки для развития значительных усадочных напряжений;

4) весьма эффективно применение уголков-коротышей (или планок), приклепываемых или привариваемых к раскосам и угловым фасонкам (фиг. 42, 43 и 51);



Фиг. 54.

5) усиление посредством преобразования односрезных заклёпок в двухсрезные при помощи добавочной накладки (с прокладкой), как показано на фиг. 52.

Усиление стыков поясных уголков или швеллеров может быть произведено:

1) заменой заклёпок новыми большего диаметра или постановкой дополнительных заклёпок того же диаметра; этот способ очень удобный,

применим лишь при возможности использования минимальных шагов (расстояний между заклёпками);

2) заменой стыковых накладок более длинными с размещением числа заклёпок (или сварных швов) в соответствии с расчётом.

Усиление стыков вертикалов (при одностенчатых или двустенчатых сечениях) производится согласно изложенному ранее.

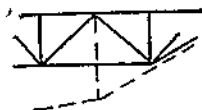
При недостаточности крепления концов листов (вертикалов или горизонталов) усиление может быть достигнуто искусственным удлинением этих элементов, как показано на фиг. 53.

При этом могут быть применены клёпка или сварка, а также и комбинированное соединение. Удлинение вертикала может быть также получено посредством накладки по типу удлинения горизонта по фиг. 53, б.

Усиление посредством изменения статической схемы

Радикальное усиление ферм крановых мостов (при необходимости усиления в пределах больше 15—20 %) может быть достигнуто изменением статической схемы фермы при помощи третьего пояса шпренгеля (фиг. 54), если это допускают габаритные условия.

Схема шпренгеля может быть выбрана согласно указаниям на стр. 34, причём размещение стоек (узлов перегиба третьего пояса) должно быть согласовано с расположением основных узлов нижнего пояса основной фермы. В случае расположения стоек шпренгеля в пределах панели нижнего пояса необходима постановка дополнительных стоек в основной ферме (фиг. 55, пунктир) для разгрузки этого пояса в пределах данной панели от местного изгибающего момента.



Фиг. 55.

Сечения элементов шпренгеля выбираются согласно указаниям на стр. 21. Конструкция шпренгелей, а также узлы присоединения шпренгеля к основной ферме разобраны там же.

Основы статического расчёта ферм, усиленных шпренгелем, даны на стр. 44.

Усиление примыкания главной фермы к концевой балке выполняется в соответствии с указаниями, данными ранее (стр. 29).

Вспомогательные вертикальные и горизонтальные фермы придают пространственную жёсткость крановому мосту. Сечения элементов (поясов и раскосов) этих ферм чаще всего подбираются по устойчивости (жёсткости), поэтому усиление их в большинстве случаев ограничивается увеличением сечения в нужном направлении. Следовательно, при усилении элементов вспомогательных ферм применимы способы, указанные выше — при рассмотрении раскосов, имеющих сечения по типам а, б и в фиг. 47.

Однако в некоторых случаях увеличения нагрузки кранов большой грузоподъёмности (более 75—100 т) вспомогательные фермы могут оказаться чрезмерно нагруженными, если учесть пространственную работу конструкции. О расчёте усилий для этого случая — см. стр. 66.

4. ТРЕБОВАНИЯ К ИЗГОТОВЛЕНИЮ И МОНТАЖУ УСИЛЯЕМОЙ КОНСТРУКЦИИ

Изготовленные элементы усиления, а также вся конструкция в целом должны соответствовать чертежам. Отступления от чертежей должны быть согласованы с организацией, составившей проект усиления.

Выполнение различных операций по изготовлению конструкции усиления (приёмка материала, его правка и заготовка, разметка, получение заклёпочных отверстий, производство клёпки, наложение сварных швов и т. д.) должно соответствовать требованиям ТУ на изготовление, сборку и монтаж металлоконструкций.

При снятии эскизов клёпанных конструкций эскизировку следует производить по заводским (закладным) головкам. При снятии эскизов узловых или стыковых соединений, а также с мест примыкания главных балок к концевым эскизировку следует производить по заклёпочным отверстиям, для чего соответствующие заклёпки срубаются и заменяются точёными болтами и стальными пробками.

Все заклёпочные дыры в рабочих элементах конструкции усиления сначала прокалываются или просверливаются на меньший диаметр, чем проектный (на 3 мм). Рассверловка их до проектного диаметра производится после установки элементов на место и выверки конструкции.

При производстве монтажных работ по усилению необходимо придерживаться указаний проекта о порядке расклёпки усиливаемой конструкции и постановки новых заклёпок или наложения сварных швов.

В узловых и стыковых соединениях замена заклёпок производится в последовательном порядке, так чтобы одновременно было срублено не более одной заклёпки; следующая заклёпка срубается после того, как будут поставлены болт (точёный) или стальная пробка взамен предыдущей срубленной заклёпки.

Если при переделке усиливаемой конструкции будут обнаружены дефектные дыры, эти дефекты должны быть устранены рассверловкой дыр или заваркой их с последующей зачисткой и рассверловкой. При рассверловке дыр на больший диаметр, чем предусмотрено проектом, надлежит проверить сечение по дополнительному ослаблению.

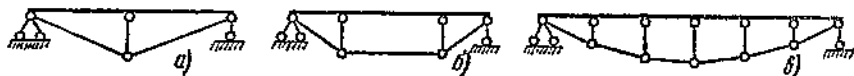
Производство электросварных работ при усилении конструкций должно отвечать требованиям ТУ на изготовление, сборку и монтаж сварных металлоконструкций и „Правил“ Котлонадзора.

Приёмка конструкции усиления производится в соответствии с ТУ на приёмку металлоконструкций и „Правил“ Котлонадзора.

III. СТАТИЧЕСКИЙ РАСЧЁТ БАЛОК, УСИЛЕННЫХ ШПРЕНГЕЛЕМ

ТЕОРИЯ ШПРЕНГЕЛЬНОЙ БАЛКИ

Шпренгельная балка представляет жёсткую на изгиб балку, или, иначе, балку жёсткости, опирающуюся шарнирно на систему брусьев, соединённых при помощи шарнирных узлов. Возможные статические схемы шпренгельных балок показаны на фиг. 56. В таких схемах верхний „пояс-балка“ работает главным образом на поперечный изгиб, а все прочие элементы —

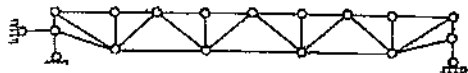


Фиг. 56.

на продольную силу (растяжение или сжатие). Принципиальная разница в работе фермы и шпренгельной балки легко усматривается из сравнения фиг. 56 и 57.

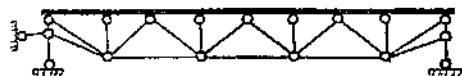
Различают два возможных типа схем шпренгельных балок:

1) схемы, у которых шпренгель составлен по типу фермы, т. е. с неизменяемой решёткой (фиг. 58);



Фиг. 57.

2) схемы, у которых шпренгель составлен только из стоек и нижней обвязки-пояса (фиг. 56).



Фиг. 58.

Шпренгельные балки независимо от принятой схемы шпренгеля — системы геометрически неизменяемые, потому что основной элемент этих балок —

верхний пояс — представляет собой жёсткую балку, покоящуюся на двух классических опорах и подпертую лишь в узлах присоединения к ней шпренгеля. Назначение шпренгеля — уменьшать прогиб основной балки и, следовательно, разгружать её.

Шпренгельные балки внутренне статически неопределимы. Степень статической неопределимости зависит от выбранного типа шпренгеля. Если шпренгель ферменного типа, то шпренгельная балка многократно статически неопределима. Так, например, для балки на фиг. 58 имеем: 3 неизвестные реакции опор и 19 неизвестных усилий в стержнях, а всего неизвестных — 22. Для их определения можно написать три уравнения

равновесия балки и по два уравнения равновесия каждого узла — всего $3 + 2 \cdot 6 = 15$ уравнений. Число лишних неизвестных: $22 - 15 = 7$.

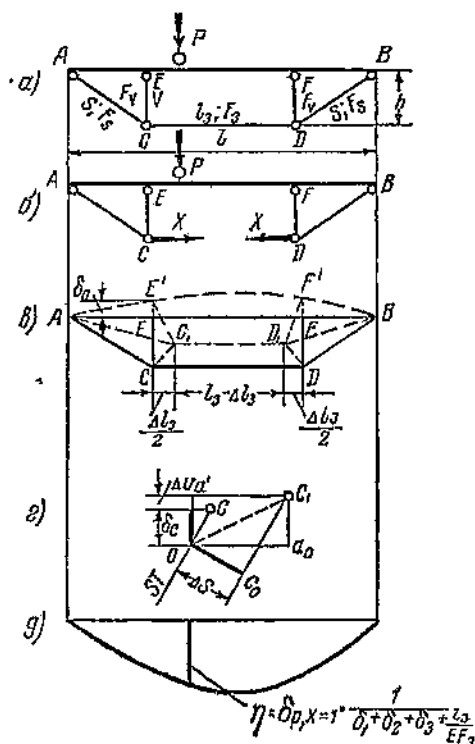
Если шпренгель составлен только из стоек и пояса-обвязки, то степень статической неопределимости шпренгельной балки всегда одна и та же и равна единице. Действительно, рассматривая, например, шпренгельную балку по фиг. 56, в, имеем 3 неизвестных реакции опор и 11 неизвестных усилий в стержнях шпренгеля — всего неизвестных $3 + 11 = 14$. Для определения неизвестных имеем три уравнения равновесия балки и по два уравнения равновесия каждого узла — всего $3 + 2 \cdot 5 = 13$ уравнений. Итого лишних неизвестных: $14 - 13 = 1$.

Ниже дан расчёт шпренгельных балок по линиям влияния.

Рассмотрим балку с трапециевидным шпренгелем (фиг. 59).

Линия влияния (л. в.) лишнего неизвестного

Примем за лишнее неизвестное усилие X (распор) в тяге. Основная система будет иметь вид по фиг. 59, б. Деформированная схема показана на фиг. 59, в. Лишнее неизвестное определится из условия:



Фиг. 59.

$$\delta_{x,px} = -\Delta l_3 = -\frac{X l_3}{E F_3}, \quad (a)$$

указывающего на то, что сближение концов C и D тяги должно соответствовать её (тяги) деформации.

В формуле (a) $\delta_{x,px}$ — перемещение (сближение) концов тяги в месте приложения неизвестных сил X (первый индекс) от действия внешних сил P и неизвестного пока усилия X (вторые индексы);

l_3 — первоначальная длина затяжки (тяги);

F_3 — площадь поперечного сечения затяжки (тяги);

E — модуль упругости материала затяжки (тяги).

Пользуясь принципами независимости действия сил и пропорциональности, запишем уравнение (a) в таком виде:

$$\delta_{x,px} = \delta_{x,o} + \delta_{x,x} = P \delta_{x,p=1} + X \delta_{x,x=1} = -\frac{X l_3}{E F_3}. \quad (б)$$

откуда

$$X = - \frac{P \delta_{x,p=1}}{\delta_{x,x=1} + \frac{l_s}{EF_s}} \quad (в)$$

В этих формулах P — внешняя нагрузка;

$\delta_{x,p}$ — перемещение точки приложения силы X от действия силы P ;

$\delta_{x,x}$ — перемещение той же точки от действия силы X ;

$\delta_{x,p=1}$ — то же от действия силы $P=1$;

$\delta_{x,x=1}$ — то же от действия силы $X=1$.

Далее по теореме Максвелла о взаимности перемещений имеем:

$$\delta_{x,p=1} = \delta_{p,x=1},$$

т. е. перемещение точки приложения силы $X=1$ от действия силы $P=1$ будет таким же, как и перемещение точки приложения силы $P=1$ от действия силы $X=1$.

Таким образом, уравнение (в) может быть окончательно приведено к виду:

$$X = - \frac{P \delta_{x,p=1}}{\delta_{x,x=1} + \frac{l_s}{EF_s}} = - \frac{\delta_{p,x=1}}{\delta_{x,x=1} + \frac{l_s}{EF_s}} P = - \frac{\delta_{p,x=1}}{\delta_{x,x=1} + \frac{l_s}{EF_s}} P = \eta P, \quad (з)$$

где

$$\eta = - \frac{\delta_{p,x=1}}{\delta_{x,x=1} + \frac{l_s}{EF_s}} \quad (д)$$

есть ордината линии влияния лишнего неизвестного (распора);

$\delta_{p,x=1}$ — ордината линии прогиба балки жёсткости от действия силы $X=1$;

$\delta_{x,x=1}$ — сближение (по горизонтали) точек (узлов) приложения силы $X=1$;

$$\delta_{x,x=1} = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3,$$

где δ_1 — сближение точек приложения силы $X=1$ от деформации балки жёсткости;

δ_2 — то же от деформации подкосов (тяги);

$$\delta_2 = \sum \frac{S_s^2}{EF_s},$$

$S = \frac{1}{\cos \alpha}$ — усилие в подкосе от действия силы $X=1$,

s — длина подкоса,

F_s — сечение подкоса,

δ_3 — то же от деформации стоек;

$$\delta_3 = \sum \frac{v_g^2}{EF_g};$$

¹ Доказательство этой теоремы см. в любом современном курсе сопротивления материалов или строительной механики (теория сооружений).

$V = 1 \operatorname{tg} \alpha$ — усиление в стойке от действия силы $X=1$;

v — длина стойки;

F_v — сечение стойки.

Таким образом можно записать:

$$\eta = - \frac{\delta_{p,x=1}}{\delta_{x,x=1} + \frac{l_2}{EF}} = - \delta_{p,x=1} \frac{1}{(\delta_1 + \delta_2 + \delta_3) + \frac{l_2}{EF}}. \quad (\partial')$$

Для иллюстрации сказанного построим перемещение узла C графически. Для этого разъединяем (условно) шарнир C и даём свободно деформироваться (перемещаться) стойке v и подкосу s . Тогда нижний конец C стойки (фиг. 59, а) переместится, во-первых, на величину δ_C — перемещение её верхнего конца, соединённого с балкой жёсткости, и, во-вторых, на величину Δv — укорочение стойки вследствие её сжатия.

Далее от произвольного полюса O (фиг. 59, з) откладываем по вертикали в произвольном масштабе сначала отрезок $Oa = \delta_C$, затем отрезок $aa' = \Delta v$. После этого, определив деформацию Δs подкоса s по формуле Гюка $\Delta s = \frac{S_s}{EF_s}$, проводим из полюса O отрезок $OC_0 = \Delta s$ параллельно направлению подкоса. Затем разъединённые концы подкоса и стойки соединяем, для чего вращаем эти стержни вокруг точек A и E (фиг. 59, в).

Ввиду малости дуг C_0C_1 и $a'C$ проводим на диаграмме перпендикуляры к соответствующим сторонам до их взаимного пересечения в точке C_1 (фиг. 59, з). Полное перемещение узла C выразится отрезком OC_1 . Разлагая это перемещение на две составляющие, определим искомое перемещение Oa_0 узла C по горизонтали.

Полное искомое перемещение $\delta_{x,x=1}$, т. е. сближение (или расхождение) узлов C и D будет:

$$\delta_{x,x=1} = 2 \frac{\delta_{x,x=1}}{2} = 2Oa_0.$$

Принимая во внимание, что величина $\frac{l_2}{EF_s}$ в выражении (∂') настолько мала по сравнению с величиной $\delta_{x,x=1}$, что ею можно пренебречь, получим:

$$\eta = \frac{\delta_{p,x=1}}{\delta_{x,x=1}} = \delta_{p,x=1} \frac{1}{\delta_1 + \delta_2 + \delta_3}. \quad (\partial'')$$

Линия влияния распора показана на фиг. 59, б.

Ниже дан пример расчёта шпренгельной балки по выражению (∂'') ; здесь же укажем на дальнейшее возможное упрощение задачи.

Если пренебречь за малостью влиянием перемещений δ_2 и δ_3 , что незначительно отражается на окончательном результате, то выражение (∂'') примет вид:

$$\eta = - \frac{\delta_{p,x=1}}{\delta_{x,x=1}} = - \delta_{p,x=1} \cdot \frac{1}{\delta_1}. \quad (\partial''')$$

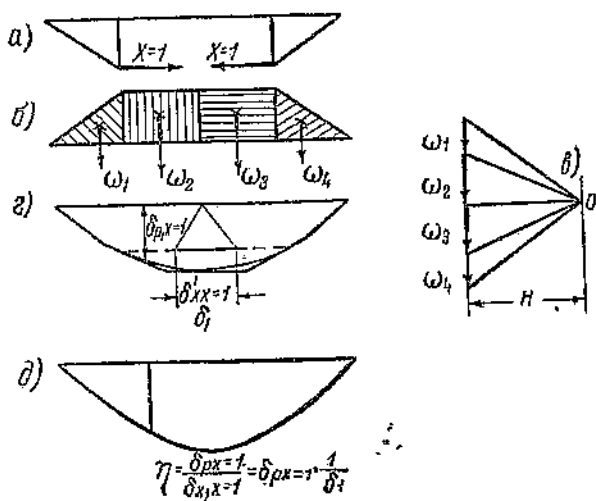
Перемещение δ_1 легко определить графически (фиг. 59, з).

$$\delta_1 = \frac{2 \delta_{x,x=1}}{2} = 2ac.$$

Gregor¹ предложил следующее построение для определения ординаты η . Известно, что линия прогиба балки AB от действия силы $X=1$ может быть построена, как веревочная кривая (фиг. 60), если за фиктивную принять нагрузку, изменяющуюся по закону изгибающих моментов от силы X .

Очевидно, эпюра изгибающих моментов от действия силы X следует за очертанием шпренгеля.

Имея линию прогиба, легко найти перемещение $\delta'_{x,x=1}$, как показано на фиг. 60, з (ср. с фиг. 59, з). Так как перемещения $\delta_{p,x=1}$ и $\delta'_{x,x=1}$ из-



Фиг. 60.

меряются в одном масштабе, а ордината η имеет отвлеченную величину, то, очевидно, полюсное расстояние H на плане сил (фиг. 60, в) может быть взято произвольно.

В общем случае перемещение δ_1 может быть выражено уравнением:

$$\delta_1 = K \frac{h^2 l}{EI}.$$

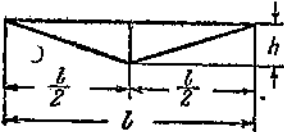
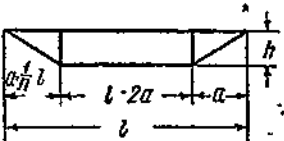
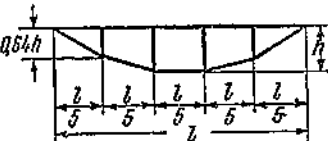
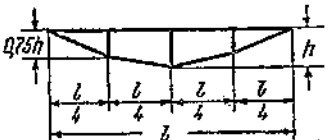
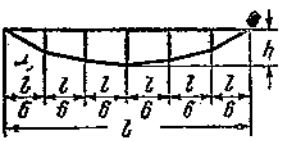
Для наиболее распространенных схем шпренгельных балок значения K даны в табл. 12.

Линия влияния изгибающего момента

Построим линию влияния изгибающего момента в сечении $m-n$ балки (фиг. 66, а).

¹ Gregor, Die Kranlaufbahnen.

Значение коэффициентов k

Схема шпренгеля	k
 Фиг. 61	0,33
 Фиг. 62	$a = \frac{1}{3}l; \quad k = 0,56$ $a = \frac{1}{4}l; \quad k = 0,67$ $a = \frac{1}{5}l; \quad k = 0,73$ $a = \frac{1}{6}l; \quad k = 0,78$
 Фиг. 63	$a = \frac{1}{5}l; \quad k = 0,47$
 Фиг. 64	$a = \frac{1}{4}l; \quad k = 0,48$
 Фиг. 65	$a = \frac{1}{6}l; \quad k = 0,53$

Так как л. вл. лишнего неизвестного уже построена (фиг. 66, а), изгибающий момент в сечении $m-n$ можно определить по формуле:

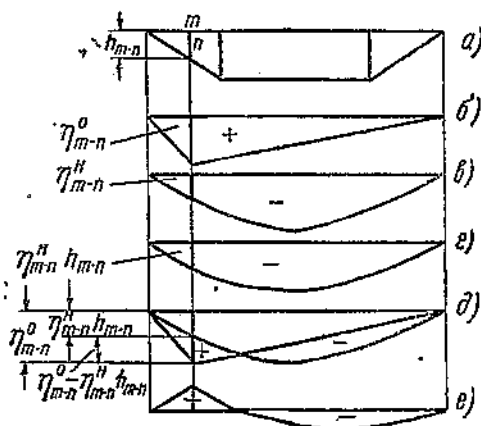
$$M_{m-n}^{P+H} = M_{m-n}^P + M_{m-n}^H, \quad (e)$$

где M_{m-n}^P — момент в сечении $m-n$ от нагрузки P как в статически определимой балке,

M_{m-n}^H — момент в том же сечении от распора H . В выражении (e) подразумевается алгебраическая сумма.

Пользуясь законом пропорциональности, выражение (e) можно записать так:

$$\eta_{m-n} = M_{m-n}^{P=1} + (-\eta_{H,m-n}) M_{m-n}^{H=1}.$$



Фиг. 66.

Так как эпюра изгибающего момента от силы $H=1$ следует за очертанием шпренгеля, будем иметь (фиг. 66, д):

$$\eta_{m-n} = \eta_{m-n}^0 - \eta_{H,m-n} \cdot h_{m-n}, \quad (ж)$$

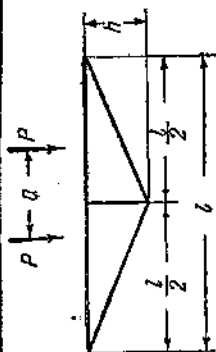
где η_{m-n}^0 — ордината л. вл. изгибающего момента в сечении $m-n$, как для простой балки (фиг. 66, б);

$\eta_{H,m-n}$ — ордината л. вл. распора для данного сечения (фиг. 66, в);

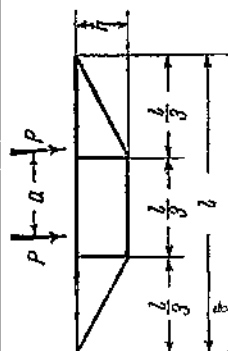
h_{m-n} — соответствующая высота шпренгеля (фиг. 66, а).

Линия влияния изгибающего момента дана на фиг. 66, е.

При действии на шпренгельную балку двух равных между собой подвижных грузов предварительный расчёт значений $H_{\max}$ и $M_{\max}$ может быть сделан при помощи табл. 13—17. В этих таблицах коэффициенты β и γ вычислены по л. вл., для которых ординаты были получены для распора по формуле (∂''') и для момента по формулам (∂''') и (ж).

Значения коэффициентов β для определения $H_{\max}$; $H_{\max} = (u_1 + v_1)P = \beta P$ 

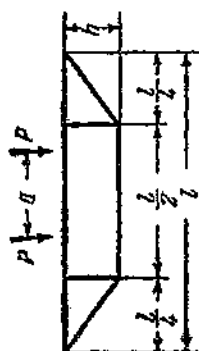
Фиг. 67



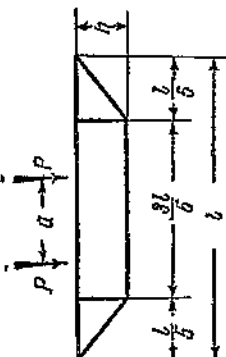
Фиг. 68

Отношение высоты h шпрингеля к пролёту l : $\frac{h}{l}$

отно- шение $\frac{a}{l}$	К														
	$\frac{1}{9}$	$\frac{1}{10}$	$\frac{1}{11}$	$\frac{1}{12}$	$\frac{1}{13}$	$\frac{1}{14}$	$\frac{1}{15}$	$\frac{1}{9}$	$\frac{1}{10}$	$\frac{1}{11}$	$\frac{1}{12}$	$\frac{1}{13}$	$\frac{1}{14}$	$\frac{1}{15}$	
0,00	2,27187	2,52430	2,77673	3,02916	3,28159	3,53402	3,78645	1,70392	1,89280	2,08208	2,27136	2,46164	2,64992	2,83920	
0,05	4,48097	4,97885	5,47673	5,97462	6,47250	6,97039	7,46827	3,37491	3,74990	4,12489	4,49988	4,87637	5,24986	5,62485	
0,10	4,41819	4,90910	5,40001	5,89092	6,38183	6,87274	7,36365	3,34278	3,71420	4,08562	4,45704	4,82946	5,19988	5,57130	
0,15	4,36541	4,83935	5,32328	5,80717	6,29115	6,78509	7,25902	3,31065	3,67850	4,04635	4,41420	4,78255	5,14990	5,51775	
0,20	4,29264	4,76960	5,24656	5,72352	6,20048	6,67744	7,15440	3,27852	3,64280	4,00708	4,37136	4,73564	5,09992	5,46420	
0,25	4,01152	4,45725	4,90297	5,34870	5,79442	6,24015	6,68587	3,14995	3,49990	3,84994	4,19994	4,54995	4,89993	5,24992	
0,30	3,94875	4,38750	4,82625	5,26500	5,70375	6,14250	6,58170	3,02139	3,35710	3,69281	4,02852	4,36423	4,69994	5,03565	
0,35	3,77680	4,19645	4,61609	5,03574	5,45538	5,87503	6,29467	2,89282	3,21425	3,53587	3,85710	4,17852	4,49995	4,82137	
0,40	3,60486	4,00540	4,40594	4,80648	5,20702	5,60756	6,00810	2,76426	3,07140	3,37854	3,68568	3,99282	4,29996	4,60710	
0,45	3,24948	3,72165	4,09381	4,47098	4,84814	5,22031	5,59247	2,57139	2,85710	3,14281	3,42852	3,76423	3,99994	4,28565	
0,50	3,09411	3,43790	3,78169	4,12548	4,46927	4,81306	5,15615	2,37852	2,64280	3,00709	3,17136	3,43564	3,69992	3,96420	
0,55	2,83873	3,15415	3,46956	3,78498	4,10039	4,41581	4,73122	2,18565	2,42850	2,72135	2,91420	3,20705	3,39990	3,64275	
0,60	2,47527	2,75030	3,02533	3,30036	3,57539	3,85042	4,12545	1,99278	2,21420	2,43562	2,65704	2,87846	3,09988	3,32130	

Значения коэффициентов β для определения $N_{\max}$; $N_{\max} = (\eta_1 + \eta_2)P = \beta P$ 

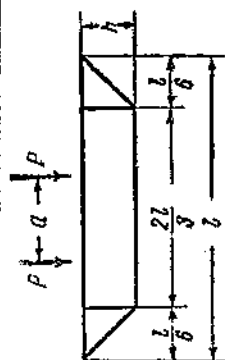
Фиг. 69



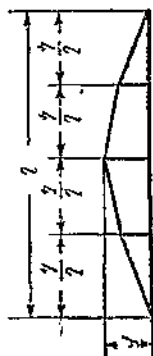
Фиг. 70

Отношение высоты h шпангоута к пролёту l : $\frac{h}{l}$

Отно- шение $\frac{h}{l}$	К о э ф ф и ц и е н т β															
	$1/9$	$1/10$	$1/11$	$1/12$	$1/13$	$1/14$	$1/15$	$1/9$	$1/10$	$1/11$	$1/12$	$1/13$	$1/14$	$1/15$	$1/16$	$1/16$
0,00	1,54476	1,71640	1,88802	2,05968	2,23132	2,40296	2,57460	1,45971	1,62180	1,78409	1,94628	2,10847	2,27066	2,43285	2,59504	2,75723
0,05	3,05325	3,39250	3,73175	4,07100	4,41025	4,74950	5,08875	2,88859	3,20955	3,53050	3,85146	4,17241	4,49337	4,81432	5,13527	5,45622
0,10	3,01698	3,35220	3,68742	4,02264	4,35786	4,69308	5,02830	2,85777	3,17530	3,49283	3,81036	4,12789	4,44542	4,76295	5,08048	5,39801
0,15	2,98071	3,31190	3,64309	3,97428	4,30547	4,63664	4,96785	2,82694	3,14105	3,45515	3,76926	4,08336	4,39747	4,71157	5,02567	5,33977
0,20	2,94444	3,27160	3,59876	3,92592	4,25308	4,58024	4,90740	2,79612	3,10680	3,41748	3,72816	4,03884	4,34952	4,66020	4,97088	5,28156
0,25	2,94444	3,27160	3,59876	3,92592	4,25308	4,58024	4,90740	2,79612	3,10680	3,41748	3,72816	4,03884	4,34952	4,66020	4,97088	5,28156
0,30	2,74833	3,06370	3,35907	3,64444	3,92981	4,21518	4,50055	2,61117	2,90130	3,19143	3,48156	3,77169	4,06182	4,35195	4,64208	4,93221
0,35	2,65027	2,94475	3,23922	3,53370	3,82817	4,12265	4,41712	2,51869	2,79855	3,07840	3,35826	3,63811	3,91797	4,19782	4,47767	4,75752
0,40	2,55222	2,83580	3,11938	3,40296	3,68654	3,97012	4,25370	2,42622	2,69880	2,96538	3,23296	3,50054	3,76811	4,03568	4,30325	4,57082
0,45	2,37730	2,64700	2,91170	3,17640	3,44110	3,70580	3,97050	2,27214	2,52460	2,77706	3,02952	3,28198	3,53444	3,78690	4,03936	4,29182
0,50	2,21238	2,45820	2,70402	2,94984	3,19566	3,44148	3,68730	2,11806	2,35340	2,58874	2,82408	3,05942	3,29476	3,53010	3,76544	4,00078
0,55	2,03746	2,26940	2,49634	2,72328	2,95022	3,17716	3,40410	1,96398	2,18220	2,40042	2,61864	2,83686	3,05508	3,27330	3,49152	3,70974
0,60	1,87254	2,08060	2,28866	2,49672	2,70478	2,91284	3,12090	1,80990	2,01100	2,21210	2,41320	2,61430	2,81540	3,01650	3,21760	3,41870

Значения коэффициентов β для определения $H_{\max}$: $H_{\max} = (v_1 + v_2) P = \beta P$ 

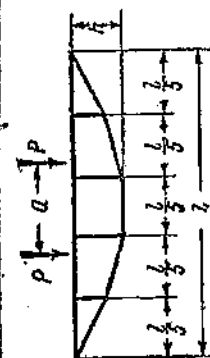
Фиг. 71



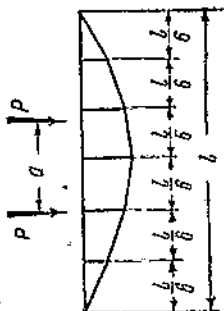
Фиг. 72

Отно- шение $\frac{a}{l}$	Отношение высоты h шпунгеля к пролёту l : $\frac{h}{l}$														
	К о э ф ф и ц и е н т														
	β_{10}	β_{11}	β_{12}	β_{13}	β_{14}	β_{15}	β_{16}	β_{17}	β_{18}	β_{19}	β_{20}	β_{21}	β_{22}	β_{23}	β_{24}
0,00	1,38465	1,69235	1,84620	2,00005	2,15390	2,40775	1,85211	2,05790	2,26369	2,46948	2,67527	2,89106	3,08685	3,28264	3,47843
0,05	2,75602	3,06225	3,67470	3,98092	4,28715	4,74337	3,66061	4,06735	4,47408	4,88082	5,28755	5,70929	6,10102	6,49275	6,88448
0,10	2,74275	3,04750	3,65700	3,96175	4,26650	4,67125	3,61701	4,01890	4,42079	4,82268	5,22457	5,63646	6,02835	6,42024	6,81213
0,15	2,72947	3,03275	3,63930	3,94257	4,24585	4,59917	3,57340	3,97045	4,36749	4,76454	5,16158	5,56363	5,95567	6,34771	6,73975
0,20	2,71620	3,01800	3,62160	3,92340	4,22520	4,52700	3,52980	3,92240	4,31429	4,70640	5,09850	5,49080	5,88300	6,27520	6,66740
0,25	2,70293	3,00325	3,60380	3,90860	4,21000	4,50180	3,48560	3,87430	4,26973	4,65516	5,05559	5,43602	5,82645	6,21688	6,60731
0,30	2,68966	2,98850	3,58320	3,88840	4,19440	4,48560	3,44140	3,82660	4,22226	4,60382	5,01235	5,38124	5,76990	6,15856	6,54722
0,35	2,67639	2,97375	3,56840	3,87360	4,17960	4,47080	3,39720	3,77890	4,18079	4,55268	4,96957	5,32646	5,71335	6,10024	6,48713
0,40	2,66312	2,95900	3,55360	3,85880	4,16480	4,45600	3,35300	3,73120	4,13632	4,50144	4,92656	5,27168	5,65680	6,04192	6,42704
0,45	2,64985	2,94425	3,53880	3,84400	4,15000	4,44120	3,30880	3,68350	4,08229	4,44736	4,86814	5,21326	5,59838	5,98350	6,36862
0,50	2,63658	2,92950	3,52400	3,82920	4,13520	4,42640	3,26460	3,63779	4,03755	4,39248	4,81577	5,16089	5,54601	5,93113	6,31625
0,55	2,62331	2,91475	3,50920	3,81440	4,12040	4,41160	3,22040	3,59200	4,00279	4,35771	4,77100	5,11612	5,49124	5,87636	6,26137
0,60	2,61004	2,90000	3,49440	3,79960	4,10560	4,39680	3,17620	3,54620	3,95800	4,31296	4,72624	5,07136	5,44648	5,82160	6,20648

Значения коэффициентов β для определения $H_{\text{пак}}$: $H_{\text{пак}} = (v_1 + v_2) P = \beta P$



Фиг. 73

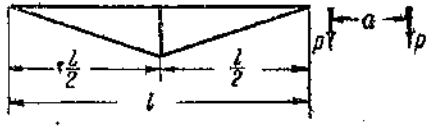
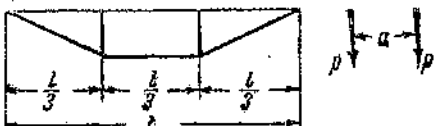
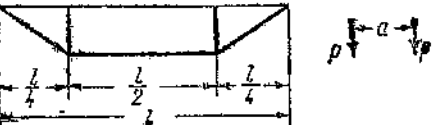
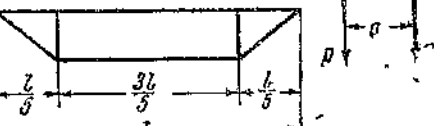
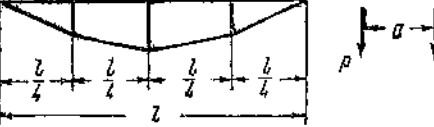
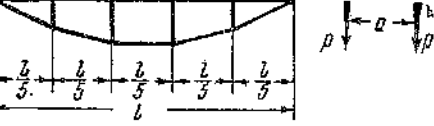
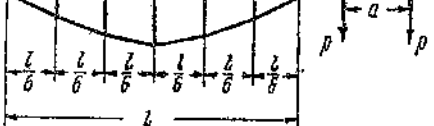


Фиг. 74

Отношение высоты h шпренгеля к пролёту l : $\frac{h}{l}$

Отношение $\frac{a}{l}$	К о э ф ф и ц и е н т ы β														
	$1/0$	$1/10$	$1/20$	$1/30$	$1/40$	$1/50$	$1/60$	$1/70$	$1/80$	$1/90$	$1/100$	$1/110$	$1/120$	$1/130$	$1/140$
0,00	1,97316	2,19240	2,41164	2,63088	2,85012	3,06936	3,28860	3,50784	3,72708	3,94632	4,16556	4,38480	4,60404	4,82328	5,04252
0,05	3,89821	4,33135	4,76448	5,19762	5,63075	6,06389	6,49702	6,93015	7,36328	7,79642	8,22955	8,66268	9,09581	9,52894	9,96207
0,10	3,85011	4,27790	4,70569	5,13348	5,56127	5,98906	6,41685	6,84464	7,27243	7,70022	8,12801	8,55580	8,98359	9,41138	9,83917
0,15	3,80200	4,22445	4,64689	5,06934	5,49178	5,91423	6,33667	6,75912	7,18156	7,60401	8,02645	8,44890	8,87134	9,29379	9,71623
0,20	3,75390	4,17100	4,58810	5,00520	5,42230	5,83940	6,25650	6,67360	7,09070	7,50780	7,92490	8,34200	8,75910	9,17620	9,59330
0,25	3,70580	4,10655	4,51320	4,91985	5,32650	5,73315	6,13980	6,54645	6,95310	7,35975	7,76640	8,17305	8,57970	8,98635	9,39300
0,30	3,65770	4,04210	4,44831	4,85452	5,26073	5,66694	6,07315	6,47936	6,88557	7,29178	7,69799	8,10420	8,51041	8,91662	9,32283
0,35	3,60960	3,97765	4,38418	4,79071	5,19724	5,60377	6,01030	6,41683	6,82336	7,22989	7,63642	8,04295	8,44948	8,85601	9,26254
0,40	3,56150	3,92120	4,32733	4,73346	5,13959	5,54572	5,95185	6,35798	6,76411	7,17024	7,57637	7,98250	8,38863	8,79476	9,20089
0,45	3,51340	3,86480	4,27043	4,67606	5,08169	5,48732	5,89295	6,29858	6,70421	7,10984	7,51547	7,92110	8,32673	8,73236	9,13799
0,50	3,46530	3,80720	4,21233	4,61746	5,02259	5,42772	5,83285	6,23798	6,64311	7,04824	7,45337	7,85850	8,26363	8,66876	9,07389
0,55	3,41720	3,75010	4,15473	4,55936	4,96399	5,36862	5,77325	6,17788	6,58251	6,98714	7,39177	7,79640	8,20103	8,60566	9,01029
0,60	3,36910	3,69200	4,09613	4,49976	4,90339	5,30702	5,71065	6,11428	6,51791	6,92154	7,32517	7,72880	8,13243	8,53606	8,93969

Значения коэффициентов γ для определения $M_{\max}$: $M_{\max} = (\gamma_1 + \gamma_2) l P = \gamma l P$
 l — пролёт в м или см
 P — нагрузка в т или кг

$\frac{a}{l}$	0,00	0,05	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50	0,55	0,60	Схема шпренгеля
	+0,10259 -0,09464	+0,18383 -0,10054	+0,16248 -0,09716	+0,14484 -0,09379	+0,13874 -0,08441	+0,10241 -0,08704	+0,10162 -0,08518	+0,09441 -0,08704	+0,08720 -0,08518	+0,08485 -0,08518	+0,08248 -0,08518	+0,08383 -0,08518	+0,08518 -0,08704	 Фиг. 75
	+0,09247 -0,08027	+0,16186 -0,15964	+0,13879 -0,15875	+0,12007 -0,14572	+0,10136 -0,14200	+0,09726 -0,12897	+0,07700 -0,11595	+0,07133 -0,09800	+0,06265 -0,10054	+0,06047 -0,10216	+0,05879 -0,10379	+0,06187 -0,09941	+0,06494 -0,09503	 Фиг. 76
	+0,07836 -0,05343	+0,13575 -0,10567	+0,11478 -0,10449	+0,10067 -0,09761	+0,09239 -0,10074	+0,08694 -0,087440	+0,08150 -0,08053	+0,07667 -0,06449	+0,07344 -0,04832	+0,07590 -0,04322	+0,07836 -0,02850	+0,07442 -0,02627	+0,07642 -0,05106	 Фиг. 77
	+0,08781 -0,07534	+0,15404 -0,15004	+0,13247 -0,15013	+0,11774 -0,14301	+0,10302 -0,13698	+0,09753 -0,12931	+0,09096 -0,12274	+0,08781 -0,10931	+0,08411 -0,09589	+0,08781 -0,08246	+0,08781 -0,06904	+0,07801 -0,06876	+0,08466 -0,07534	 Фиг. 78
	+0,09615 -0,07090	+0,16877 -0,14070	+0,14525 -0,13960	+0,13135 -0,13358	+0,11244 -0,12576	+0,11038 -0,11903	+0,10833 -0,11051	+0,10243 -0,09256	+0,10538 -0,08756	+0,10076 -0,06314	+0,09615 -0,05385	+0,08872 -0,06237	+0,08910 -0,07090	 Фиг. 79
	+0,08690 -0,05554	+0,15138 -0,10214	+0,12896 -0,09320	+0,10793 -0,08610	+0,08924 -0,07901	+0,07890 -0,06779	+0,07220 -0,05657	+0,07103 -0,04899	+0,06306 -0,04141	+0,05375 -0,03244	+0,05220 -0,04299	+0,04773 -0,04660	+0,06306 -0,05021	 Фиг. 80
	+0,07450 -0,05776	+0,12925 -0,11512	+0,10950 -0,11496	+0,09179 -0,10905	+0,07884 -0,10314	+0,06866 -0,09667	+0,06246 -0,09020	+0,05192 -0,07995	+0,04515 -0,06970	+0,04192 -0,05776	+0,03868 -0,06731	+0,03866 -0,06706	+0,03884 -0,06594	 Фиг. 81
	+0,08370 -0,04656	+0,14975 -0,08879	+0,13211 -0,08447	+0,11464 -0,08329	+0,10335 -0,08286	+0,09272 -0,08003	+0,08209 -0,07720	+0,07110 -0,07003	+0,06908 -0,06286	+0,05464 -0,05130	+0,05668 -0,04126	+0,06110 -0,04029	+0,06908 -0,04266	 Фиг. 82

Линия влияния прогиба

Прогиб шпренгельной балки в сечении $m-n$ будет (фиг. 83):

$$y_{m-n}^{P+H} = y_{m-n}^P - y_{m-n}^H,$$

где y_{m-n}^P — прогиб в данном сечении от нагрузки P , как в простой балке;

y_{m-n}^H — прогиб в том же сечении от распора H .

Далее:

$$y_{m-n}^{P+H} = P y_{m-n}^{P=1} - H y_{m-n}^{H=1},$$

или

$$y_{m-n}^{P+H} = P y_{m-n}^{P=1} - P \eta_H y_{m-n}^{H=1} = P (y_{m-n}^{P=1} - \eta_H y_{m-n}^{H=1}) = \eta_{y_{m-n}} \cdot P,$$

где $\eta_{y_{m-n}} = y_{m-n}^{P=1} - \eta_H y_{m-n}^{H=1}$. (и)

ордината л. вл. прогиба шпренгельной балки.

Таким образом, ордината искомой л. вл. складывается из:

1) ординаты л. вл. прогиба в сечении $m-n$, как для простой балки, причём линия влияния прогиба в заданном сечении балки есть линия прогиба балки от действия силы, равной единице и приложенной в рассматриваемом сечении¹.

2) искажённой ординаты л. вл. распора, причём постоянным коэффициентом искажения является величина прогиба в сечении $m-n$ от действия силы $H=1$. Прогиб от силы $H=1$ может быть определён графо-аналитически или другим способом.

Линия влияния прогиба в сечении $m-n$ показана на фиг. 83.

Как указывалось на стр. 85, возможно также использование шпренгеля, расположенного над балкой (фиг. 84). Такой шпренгель называют иногда аркой.

В этом случае формальный статический расчёт остается без изменения, а знаки усилий в элементах шпренгеля меняются на обратные: тяга сжи-



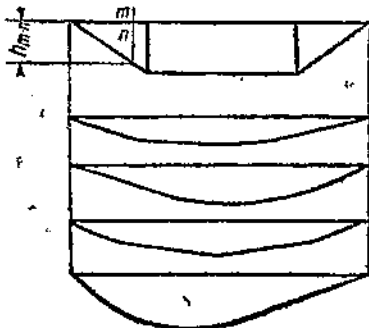
Фиг. 84.

мается усилием H , стойки растягиваются усилием $+V$; соответственно меняются знаки участков л. вл. изгибающих моментов в балке жёсткости. Балка жёсткости, кроме того, растягивается распором H арки.

Во многих случаях по конструктивным соображениям бывает более удобным прикреплять тягу в крайней панели эксцентрично, вследствие чего балка жёсткости нагружается дополнительно изгибающим моментом $M_0 = H \cdot a$ (фиг. 85).

Направление момента M_0 зависит от направления распора H и расположения шпренгеля (фиг. 85, а и б).

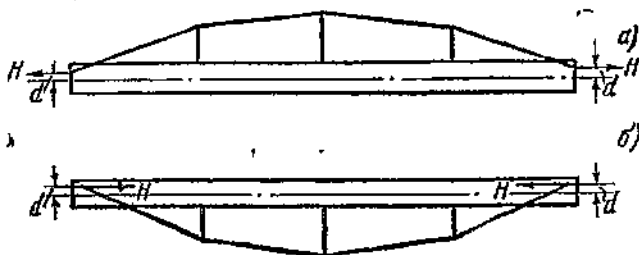
¹ Доказательство этого положения см. в любом современном курсе строительной механики.



Фиг. 83.

Пример расчёта

Требуется усилить шпренгелем крановую балку под новую нагрузку (фиг. 86). Пролёт балки $l = 20,0$ м. Момент инерции сечения балки $I_x = 115\,864$ см⁴. Новая нагрузка: $P_1 = 14,0$ т; $P_2 = 18,0$ т. Расстояние между грузами $a = 3,80$ м. Динамический коэффициент $\phi = 1,20$. Вес балки (постоянная нагрузка) $x = 0,50$ т/пог. м.



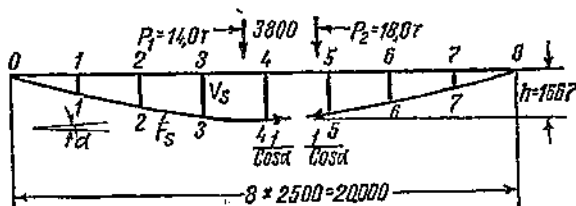
Фиг. 85.

Принимаем шпренгель параболического очертания с восемью панелями. Высота $h = \frac{1}{12}l = \frac{1}{12} \cdot 20 = 1,667$ м. Панель $c = \frac{1}{8} \cdot 20 = 2,5$ м.

За лишнюю неизвестную X принимаем горизонтальную составляющую усилия в тросе (распор). Тогда усилие в тросе от силы X будет $\frac{X}{\cos \alpha}$ и от силы $X = 1$ будет $\frac{1}{\cos \alpha}$ (фиг. 86).

Ординаты л. вл. лишнего неизвестного определяются из равенства:

$$\eta_{x=1} = \delta_{p,x=1} = \frac{1}{\delta_1 + \delta_2 + \delta_3},$$



Фиг. 86.

где, как известно (см. формулу δ'') $\delta_{p,x=1}$ — ордината линии прогиба балки жёсткости от сил, приложенных в месте разреза;

δ_1 — сближение точек приложения сил от деформации балки жёсткости;

δ_2 — то же от деформации троса;

δ_3 — то же от деформации стоек.

Усилия в стойках шпренгеля:

$$V = \operatorname{tg} \alpha_n - \operatorname{tg} \alpha_{n+1}$$

Так как шпренгель очерчен по параболе и приращение тангенсов в каждом из сечений постоянно, то, следовательно, все стойки имеют одинаковые усилия и линия прогиба балки будет линией прогиба балки от равномерно распределённой нагрузки. Значит

$$\delta_{p,x=1} = \frac{ql^4}{24EI} \left(\frac{x}{l} - 2 \frac{x^3}{l^3} + \frac{x^4}{l^4} \right),$$

где

$$q = \frac{8hH}{l^2} = \frac{8h}{l^2} \quad (\text{при } x = H = 1),$$

x — расстояние рассматриваемого сечения от опоры.

Тогда

$$\delta_{p,x=1} = \frac{8hl^4}{l^2 24EI} \left(\frac{x}{l} - 2\frac{x^3}{l^3} + \frac{x^4}{l^4} \right).$$

Далее (по Мору)

$$\delta_1 = \int_0^l \frac{M}{EI} dx = \int_0^l \frac{y^2 dx}{EI} = \frac{8}{15} \frac{h^2 l}{EI},$$

$$\delta_2 = \Sigma \frac{S^2 s}{EF_s},$$

где S — усилие в элементах тяги;

s — длина тяг;

F_s — площадь сечения тяг,

$$\delta_3 = \Sigma \frac{V^2 v}{EF_v},$$

V — усилия стоек;

v — длина стоек;

F_v — площадь сечения стоек;

E — модуль упругости материала;

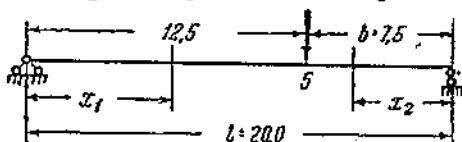
I — момент инерции балки жёсткости.

Введем обозначения:

$$n = \frac{h}{l}; \quad G = \frac{x}{l}.$$

Получим:

$$\eta_x = \frac{\frac{hl^2}{3} \left(\frac{x}{l} - 2\frac{x^3}{l^3} + \frac{x^4}{l^4} \right)}{\frac{8}{15} \frac{h^2 l}{EI} + \Sigma \frac{S^2 s}{EF_s} + \Sigma \frac{V^2 v}{EF_v}} = \frac{5}{8h} \frac{G - 2G^3 + G^4}{1 + \frac{15}{8} \frac{l}{h^2 IF_s} \Sigma S^2 s + \frac{15}{8} \frac{l}{h^2 IF_v} \Sigma V^2 v}.$$



Фиг. 87.

Моменты, изгибающие балку жёсткости,

$$M = M_0 - Hy,$$

где M_0 — момент, как в простой балке;

h — высота стойки в соответствующем узле.

$H = X$ — распор при соответствующем нагружении;

Прогиб шпренгельной балки

$$y = y_0 + y_1,$$

где y_0 — прогиб, как в простой балке,

y_1 — прогиб вследствие работы шпренгеля.

Линия влияния прогиба для данного сечения простой двухопорной балки есть л. вл. прогиба этой балки при положении груза $P=1$ в данном сечении.

Для сечения, отстоящего на расстоянии 12,5 м от левой опоры, будем иметь (фиг. 87) уравнение линии прогиба

$$Y_{x_1} = \frac{Pbl^2}{6EI} \left(1 - \frac{b^2}{l^2} - \frac{x^2}{l^2} \right) x = \frac{750 \cdot 2000}{6 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot I} \left(1 - 0,375^2 + \frac{x^2}{l^2} \right) = \frac{x_1}{l} =$$

$$= \frac{238}{I} \left(0,8595 - \frac{x_1^2}{l^2} \right) \frac{x_1}{l};$$

$$y_3 = \frac{12,5 \cdot 7,5 \cdot 100^4}{3 \cdot 20 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot I} = \frac{68,9}{I};$$

$$y_{x_2} = \frac{7250 \cdot 2000^2}{6 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot I} \left(1 - 0,625^2 + \frac{x^2}{l^2} \right) \frac{x}{l} = \frac{397}{I} \left(0,61 - \frac{x^2}{l^2} \right) \frac{x^2}{l}.$$

Данные по сечениям заносим в табл. 18.

Таблица 18

№ узла	$\frac{x}{l}$	$\frac{x^2}{l^2}$	$1 - \frac{b^2}{l^2} - \frac{x^2}{l^2}$	$\left(1 - \frac{b^2}{l^2} - \frac{x^2}{l^2}\right) \cdot \frac{x}{l}$	y/l
1	0,125	0,0156	0,8439	0,105	25
2	0,25	0,0625	0,7970	0,109	47,5
3	0,375	0,1405	0,7190	0,270	64,2
4	0,50	0,25	0,6095	0,3048	72,5
5					68,9
6	0,25	0,0625	0,5475	0,1370	42,8
7	0,125	0,0156	0,5944	0,0745	29,6

Прогиб от распора

Уравнение линии прогиба

$$y = \frac{hl^2}{3} \left(\frac{x}{l} - \frac{2x^3}{l^3} + \frac{x^5}{l^5} \right) H,$$

где x — расстояние сечения от опоры,

$$H = \frac{5I}{8h} \cdot \frac{G - 2G^3 + G^4}{1 + \frac{15}{8} \cdot \frac{I}{h^2 l F_s} \Sigma S_s^2 + \frac{15}{8} \cdot \frac{I}{h^2 l F_v} \Sigma V_s^2 v},$$

где $G = \frac{x_1}{l}$, x_1 — расстояние груза от опоры.Обозначив знаменатель через $1 + a_1 + a_2$ и произведя подстановку, получим

$$\begin{aligned} y &= \frac{I^3}{24EI} \cdot \frac{\left(\frac{x}{l} - 2\frac{x^3}{l^3} + \frac{x^5}{l^5}\right) (G - 2G^3 + G^4)}{1 + a_1 + a_2} = \\ &= \frac{2000^3}{24 \cdot 2,1 \cdot 10^6 I} \cdot \frac{\left(\frac{x}{l} - 2\frac{x^3}{l^3} + \frac{x^5}{l^5}\right) (G - 2G^3 + G^4)}{1 + a_1 + a_2} = \\ &= \frac{794}{I} \cdot \frac{\left(\frac{x}{l} - 2\frac{x^3}{l^3} + \frac{x^5}{l^5}\right) (G - 2G^3 + G^4)}{1 + a_1 + a_2}. \end{aligned}$$

Для сечения, соответствующего сечению 3,

$$x = 7,5; \quad \frac{x}{l} - 2\frac{x^3}{l^3} + \frac{x^5}{l^5} = 0,2895.$$

Определение ординат л. вл. прогиба для сечения 3 дано в табл. 19.

Определение распора и расчёт тяги

Вспомогательные данные помещены в табл. 20.

$$\operatorname{tg} \alpha_n - \operatorname{tg} \alpha_{n+1} = \operatorname{const} = 0,082.$$

Усилия в элементах нижнего пояса от распора $H = 1$

$$S = \frac{H}{\cos \alpha} = \frac{1}{\cos \alpha}.$$

Таблица 19

Определение ординат л. вл. прогиба для сечения 3

Данные для расчёта	Груз в сечении			
	1	2	3	4
x^1	2,5	5,0	7,5	10,0
$\frac{x^1}{e} = y$	0,125	0,25	0,375	0,5
G^3	0,00195	0,0156	0,0526	0,125
$2G^3$	0,0039	0,0312	0,1052	0,25
G^4	0,00025	0,0039	0,0195	0,0625
$G - 2G^3 + G^4$	0,12133	0,22165	0,2895	0,3125
$794 (G - 2G^3 + G^4)$	96	176	230	248
Ордината для сечения 3. $Iy (1 + a_1 + a_2)$	28	51	66,7	71,8

Таблица 20

Вспомогательные данные

№ узла	Расстояние сечения от опоры	$l -$	$x (l - x)$	Длина стойки ν	Δ_1	Δ_1^2	Длина элемента нижнего пояса	$\lg \alpha$	$\frac{1}{\cos \alpha}$
1	2,5	17,5	43,75	0,73	0,73	0,533	2,605	0,290	1,042
2	5,0	15,0	75	1,25	0,52	0,271	2,55	0,207	1,020
3	7,5	12,5	93,75	1,56	0,31	0,096	2,52	0,125	1,008
4	10	10,0		1,667	0,107	0,011	2,502	0,043	1,000

Длина элемента нижнего пояса $s = \frac{250}{\cos \alpha}$

$$\Sigma S^2 s = 250 \Sigma \frac{1}{\cos \alpha^3} = 250 (1,042^3 + 1,020^3 + 1,008^3 + 1,000^3) \cdot 2 = 2100.$$

Усилия в стойках от распора $H = 1$

$$V = \lg a_n - \lg a_{n+1} = 0,105;$$

$$\Sigma V^2 \nu = 0,082^2 \cdot 200 (0,73 + 1,25 + 1,56) + 0,086^2 \cdot 166,7 = 6.$$

Распор

$$\begin{aligned}
 H &= \frac{5}{8n} \cdot \frac{G - 2G^3 + G^4}{1 + \frac{15}{8} \frac{I}{h^2 F_s} \Sigma S^2 s + \frac{15}{8} \frac{I}{h^2 F_v} \Sigma V^2 \nu} = \\
 &= \frac{5 \cdot 12}{8} \cdot \frac{G - 2G^3 + G^4}{1 + \frac{15}{8} \frac{2100}{166,7^2 \cdot 2000} \frac{I}{F_s} + \frac{15}{8} \frac{6}{166,7^2 \cdot 2000} \frac{I}{F_v}} = \\
 &= 7,5 \frac{G - 2G^3 + G^4}{1 + \frac{0,712}{10000} \frac{I}{F_s} + \frac{0,002}{10000} \frac{I}{F_v}}
 \end{aligned}$$

Для данной балки

$$\frac{I}{F_s} = \frac{115\,854}{91,6} = 1265;$$

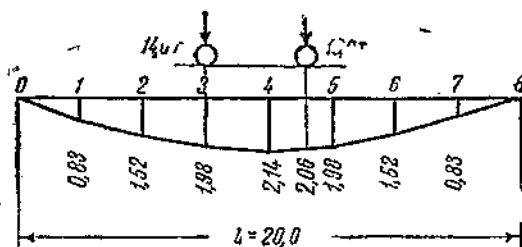
$$\frac{I}{F_v} = \frac{115\,854}{38,4} = 3000.$$

Тогда

$$1 + \frac{0,712}{10\,000} \cdot 1265 + \frac{0,002}{10\,000} \cdot 3000 = 1,09$$

Итак,

$$H = \frac{7,5}{1,09} (G - 2G^3 + G^4) = 6,85 (G - 2G^3 + G^4).$$



Фиг. 88.

Линия влияния показана на фиг. 88.

Таблица 21

Данные для расчёта	Груз в сечении				Примечание
	1	2	3	4	
$G - 2G^3 + G^4$	0,12133	0,22165	0,28950	0,31250	Значение $G - 2G^3 + G^4$ см. выше, в табл. 19
Ордината л. вл. рас- пора $\eta = 6,85(G - 2G^3 + G^4)$	0,83	1,52	1,98	2,14	

Площадь л. вл.

$$\omega = 2,5 \left(0,83 + 1,52 + 1,98 + \frac{2,14}{2} \right) \cdot 2 = 27,00.$$

Постоянная нагрузка $g = 0,50 \text{ т/пог. м.}$

Распор

$$H_1 = g\omega = 0,50 \cdot 27,0 = 13,50 \text{ т.}$$

Распор от временной нагрузки

$$H_2 = \phi \Sigma \eta P = 1,20 (1,98 \cdot 14,0 + 2,06 \cdot 18,0) = 77,50 \text{ т.}$$

Суммарный распор

$$H_{\Sigma} = H_1 + H_2 = 13,50 + 77,50 = 91,00 \text{ т.}$$

Наибольшее усилие в тяге (в крайней напели)

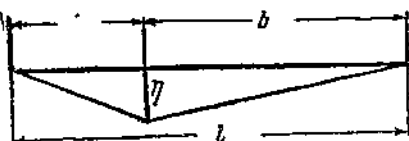
$$S = \frac{H_{\Sigma}}{\cos \alpha} = H_{\Sigma} \frac{1}{\cos \alpha} = 91,00 \cdot 1,042 = 95,00 \text{ т.}$$

Определение моментов, изгибающих балку жёсткости

Ординаты л. вл., как для простой балки (фиг. 89),

$$\eta = \frac{ab}{l}$$

Ординаты л. вл. шпрингальной балки даны в табл. 23. Линии влияния моментов показаны на фиг. 90.



Фиг. 89.

Таблица 22

Сечения	Ординаты л. вл. в соответствующих сечениях						
	1	2	3	4	5	6	7
1	2,1875	1,8750	1,5625	1,2500	0,9375	0,6250	0,3125
2	1,8750	3,7500	3,1250	2,50000	1,8750	1,2500	0,6250
3	1,5625	3,1250	4,6875	3,7500	2,8125	1,8750	0,9375
4	1,2500	2,5000	3,7500	5,0000	3,7500	2,5000	1,2500

Суммарные площади л. вл.

$$\Sigma \omega_n = \frac{q_n \cdot l}{2} - \omega_n V_n;$$

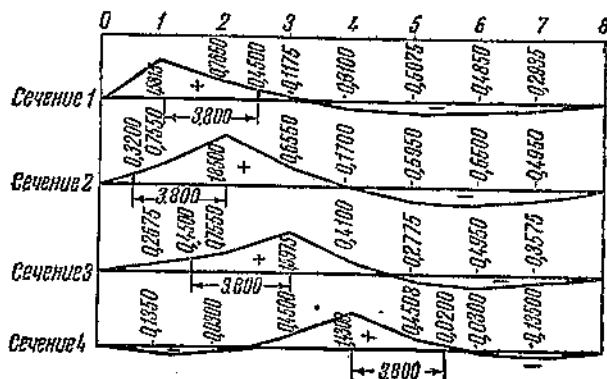
$$\Sigma \omega_1 = \frac{2,1875}{2} \cdot 20 =$$

$$- 27 \cdot 0,73 = 2,18;$$

$$\Sigma \omega_2 = 37,5 - 27 \cdot 1,25 = 3,80;$$

$$\Sigma \omega_3 = 46,875 - 27 \cdot 1,56 = 4,30;$$

$$\Sigma \omega_4 = 50,00 - 27 \cdot 1,667 = 5,00.$$



Фиг. 90.

Таблица 23

		Ординаты, соответствующие сечениям						
		1	2	3	4	5	6	7
Ординаты л. распора		0,8300	1,5200	1,9800	2,1400	1,9800	1,5200	0,8300
Сечение 1	M_0	2,1875	1,8750	1,5625	1,2500	1,9375	0,6250	0,3125
	Hh_1	0,5060	1,1100	1,4450	-1,5600	1,4450	1,1100	-0,6060
	$M_0 - Hh_1$	1,5815	0,7650	0,1175	-0,3100	-0,5075	-0,4850	-0,2935
Сечение 2	M_0	1,8750	3,7500	3,1250	2,5000	1,8750	1,2500	0,6250
	Hh_2	1,1200	1,9000	2,4700	2,6700	2,4700	1,9000	1,1200
	$M_0 - Hh_2$	0,7550	1,8500	0,6550	-0,1700	-0,5950	-0,6500	-0,4950
Сечение 3	M_0	1,5625	3,1250	4,6875	3,7500	2,8125	1,8750	0,9375
	Hh_3	1,2950	2,3700	3,0900	3,3400	3,0900	2,3700	1,2950
	$M_0 - Hh_3$	0,2675	0,7550	1,5975	0,4100	-0,2775	0,4950	-0,3775
Сечение 4	M_0	1,2500	2,5000	3,7500	5,0000	3,7500	2,5000	1,2500
	Hh_4	1,3850	2,5300	3,3000	3,5700	3,3000	2,5300	1,3850
	$M_0 - Hh_4$	-0,1350	-0,3000	0,4500	1,4300	0,4500	-0,0300	0,0350

Момент от постоянной нагрузки $g=0,50 \text{ т/пог. м}$

$$M = \omega g;$$

$$M_1 = 2,18 \cdot 0,50 = 1,09 \text{ тм};$$

$$M_2 = 3,80 \cdot 0,50 = 1,90 \text{ тм};$$

$$M_3 = 4,3 \cdot 0,50 = 2,15 \text{ тм};$$

$$M_4 = 5,0 \cdot 0,50 = 2,50 \text{ тм}.$$

Моменты от временной нагрузки

$$M' = \phi \Sigma (\eta_1 + \eta_2) P;$$

$$M'_1 = 1,20 (1,518 \cdot 18,0 + 0,45 \cdot 14,0) = 40,30 \text{ тм};$$

$$M'_2 = 1,20 (1,85 \cdot 18,0 + 0,32 \cdot 14,0) = 45,30 \text{ тм};$$

$$M'_3 = 1,20 (1,598 \cdot 18,0 + 0,45 \cdot 14,0) = 42,00 \text{ тм};$$

$$M'_4 = 1,20 (1,43 \cdot 18,0 + 0,02 \cdot 14,0) = 34,30 \text{ тм}.$$

Суммарные моменты

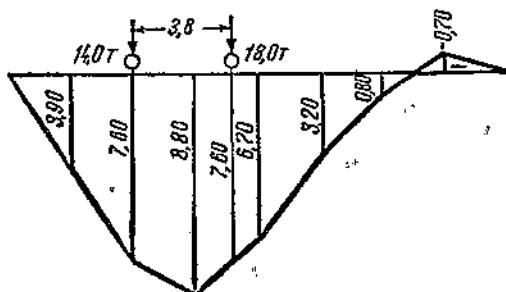
$$M_{\Sigma} = M + M';$$

$$M_{1\Sigma} = 1,09 + 40,30 = 41,40 \text{ тм};$$

$$M_{2\Sigma} = 1,90 + 45,30 = 47,20 \text{ тм};$$

$$M_{3\Sigma} = 2,15 + 42,0 = 44,20 \text{ тм};$$

$$M_{4\Sigma} = 2,50 + 34,30 = 36,80 \text{ тм}.$$



Фиг. 91.

Расчётный изгибающий момент соответствует сечению 2

$$M_{\Sigma} = 47,20 \text{ тм}.$$

Распор, соответствующий этой установке грузов,

$$H_2 = 1,20 (1,52 \cdot 18,0 + 0,45 \cdot 14,0) = 40,50 \text{ т}.$$

Наибольшее усилие в стойке

$$V_n = H_{\max} 2 \operatorname{tg} \alpha = 91,0 \cdot 2 \cdot 0,043 = 7,8 \text{ т}.$$

Прогиб балки

Ординаты л. вл. прогиба в сечении 3 даны в табл. 24.

Линии влияния прогиба показаны на фиг. 91.

Наибольший прогиб от временной нагрузки (определяется согласно ТУ и Н без учёта динамического коэффициента):

$$f = \frac{\eta_1 P_1 + \eta_2 P_2}{I} = \frac{7,6 (14,0 + 18,0) \cdot 1000}{115 \ 864} = 2,10 \text{ см} = \frac{1}{952} l.$$

V. СТАТИЧЕСКИЙ РАСЧЁТ ФЕРМ, УСИЛЕННЫХ ШПРЕНГЕЛЕМ

Статический расчёт ферм, усиленных шпренгелем, не отличается принципиально от расчёта шпренгельных балок и может быть произведен следующим образом (фиг. 92).

Таблица 24

Прогобы	Груз в сечениях						
	1	2	3	4	5	6	7
Прогиб простой балки	29,60	51,30	69,80	72,50	64,20	47,50	25,00
Влияние шпренгеля	28,0	51,00	66,70	71,90	66,70	51,00	28,00
То же	25,70	46,70	61,00	65,80	61,00	46,70	25,70
Суммарный прогиб	3,90	7,60	8,80	6,70	3,20	0,80	-0,70

Линия влияния распора H строится так же, как и для шпренгельной балки. При расчёте ординат момент инерции фермы можно принять по формуле:

$$I_{\phi} = (F_s + F_n) \frac{h^2}{4},$$

Где I_{ϕ} — приведенный момент инерции фермы;

F_s — сечение верхнего пояса в середине пролёта;

F_n — сечение нижнего пояса в середине пролёта;

h — расчётная (геометрическая) высота фермы в середине пролёта.

Линия влияния распора имеет вид, как на фиг. 92, б.

Усилие в верхнем поясе (панель $m-n$) будет:

$$S_s = S_s^0 - \frac{Hy_s}{h_s}.$$

Здесь S_s^0 — усилие в рассматриваемой панели верхнего пояса, как в статически определимой ферме;

$\frac{Hy_s}{h_s}$ — усилие в той же панели от действия распора H ;

Hy_s — момент распора относительно точки Риттера;

h_s — расстояние от точки Риттера до рассматриваемой панели.

Таким образом ордината η_s вл. усилия в верхнем поясе будет (фиг. 92, в).

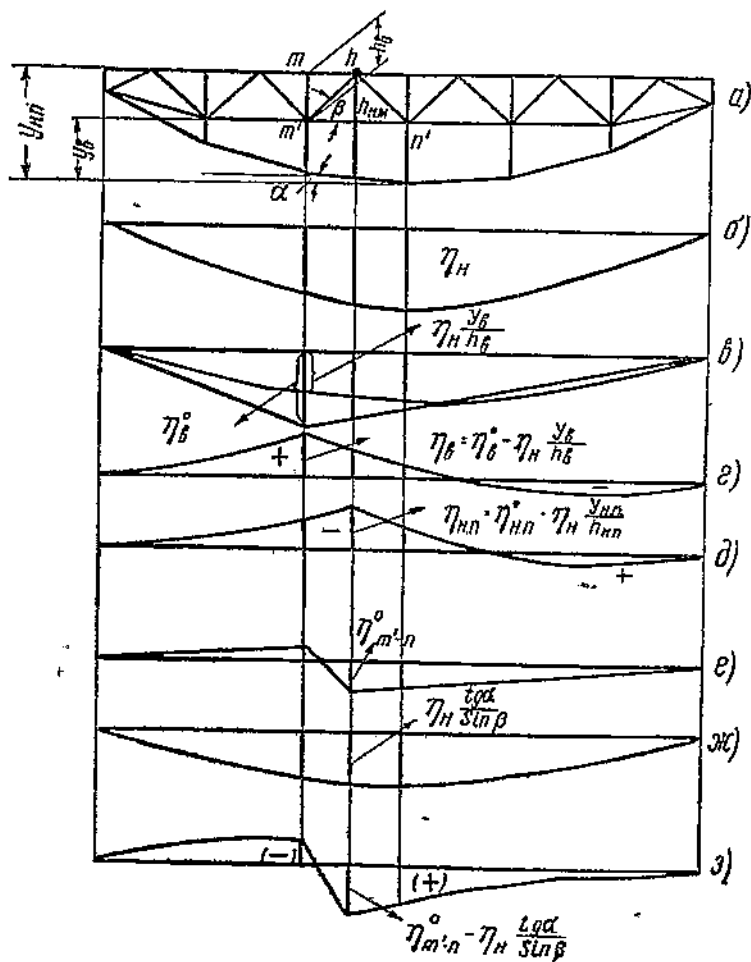
$$\eta_s = \eta_s^0 - \eta_n \frac{y_s}{h_s}.$$

Здесь η^0 — ордината л. вл. усилия, как в статически определимой ферме;

η_n — ордината л. вл. распора,

y_n и h_n — см. выше и фиг. 92, а.

Линия влияния усилия в верхнем поясе (панель $m-n$) построена на фиг. 92, з



Фиг. 92.

Усилие в нижнем поясе (панель $m'-n'$) будет:

$$S_{nn} = S_{nn}^0 - \frac{H y_{nn}}{h_{nn}}$$

Здесь S_{nn}^0 — усилие в рассматриваемой панели нижнего пояса, как в статически определённой ферме;

$\frac{H y_{nn}}{h_{nn}}$ — усилие в той же панели от действия распора;

$H y_{nn}$ — момент распора относительно точки Риттера;

h_{nn} — расстояние от точки Риттера до рассматриваемой панели.

Таким образом ордината л. вл. усилия в нижнем поясе будет:

$$\eta_{nn} = \eta_{nn}^0 - \eta_n \frac{y_{nn}}{h_{nn}}.$$

Здесь η_{nn}^0 — ордината л. вл. усилия в нижнем поясе, как в статически определимой системе;

η_n — ордината л. вл. распора;

y_{nn} и h_{nn} — см. выше и фиг. 92, а.

Линия влияния усилия в нижнем поясе (панель $m' - n'$) показана на фиг. 92, д.

Усилие в раскосе $m' - n$ будет:

$$S_{m'-n} = \frac{Q_{m'-n}^0 - H \operatorname{tg} \alpha}{\sin \beta} = \frac{Q_{m'-n}^0}{\sin \beta} - \frac{H \operatorname{tg} \alpha}{\sin \beta},$$

где $Q_{m'-n}^0$ — поперечная сила в панели $m' - n'$, как в статически определимой ферме;

β — угол наклона раскоса к горизонтали;

$\frac{Q_{m'-n}^0}{\sin \beta}$ — усилие в раскосе, как в статически определимой ферме;

$H \operatorname{tg} \alpha$ — поперечная сила в панели от распора (усилие в стойке шпренгеля);

α — угол наклона тяги;

$\frac{H \operatorname{tg} \alpha}{\sin \beta}$ — усилие в раскосе от действия распора.

Таким образом ордината л. вл. усилия в раскосе $m' - n$ будет:

$$\eta_{m'-n} = \eta_{m'-n}^0 - \eta_n \frac{\operatorname{tg} \alpha}{\sin \beta},$$

где $\eta_{m'-n}^0$ — ордината л. вл. усилия в раскосе, как в статически определимой ферме (фиг. 92, е);

$\eta_n \frac{\operatorname{tg} \alpha}{\sin \beta}$ — ордината л. вл. усилия в раскосе от действия распора (фиг. 92, ж);

Суммарная л. вл. построена на фиг. 92, з.

V. О РАБОТЕ ВСПОМОГАТЕЛЬНЫХ ФЕРМ

Расчёт отдельных ферм кранового моста, как плоских систем, игнорирует влияние пространственности конструкции на распределение внешней нагрузки между главной и вспомогательной фермами и, следовательно, явления кручения моста.

Как установлено испытаниями мостовых кранов, такой подход может быть оправдан лишь в отношении расчёта главных ферм мощных кранов, но не вспомогательных.

Вспомогательные фермы, оказывается, интенсивно работают вследствие кручения от нагрузки, расположенной на главной ферме, на что должно быть обращено должное внимание, особенно при увеличении грузоподъёмности крана.

Ниже излагается приём приближённого, но достаточно точного для практических целей расчёта пространственного кранового моста на кручение.

Рассмотрим пространственную ферму, схематически показанную в виде бруса на фиг. 93,а и состоящую из главной фермы $ABCD$, в плоскости которой расположена нагрузка P , и вспомогательной фермы $A'B'C'D'$. Принимая в общем случае различные площади сечения поясов ферм, а также и различные жёсткости этих ферм, можно поперечный разрез пространственного бруса изобразить по фиг. 93,б. Очевидно, для каждого поперечного сечения бруса может быть найден упругий центр E сечения. Так называется центр тяжести моментов инерции плоских ферм, причём нагрузка, помещённая в этой точке, вызывает одинаковые прогибы вертикальных ферм $ABCD$ и $A'B'C'D'$. Упругий центр сечения располагается на расстоянии, обратно пропорциональном моментам инерции плоских ферм. Соответствующие координаты определяются по формулам (фиг. 93,б):

$$x = \frac{I_1 b}{I_3 + I_4}; \quad y = \frac{I_1 h}{I_1 + I_2}.$$

Если ферма сплошная, то моменты инерции определяются, как обычно. В случае сквозных ферм моменты инерции могут быть определены по формуле:

$$I_\phi = (F_a + F_n) \frac{h^2}{4},$$

где F_a — площадь сечения верхнего пояса в середине пролёта;

F_n — площадь сечения нижнего пояса в середине пролёта;

h — высота фермы в середине пролёта.

Перенесем нагрузку P в упругий центр (фиг. 93,в). Тогда рассматриваемый брус будет находиться под действием:

а) нагрузки P , распределённой между вертикальными фермами по правилу рычага:

$$P' = \frac{Pc_1}{b}; \quad P'' = \frac{Pc_2}{b};$$

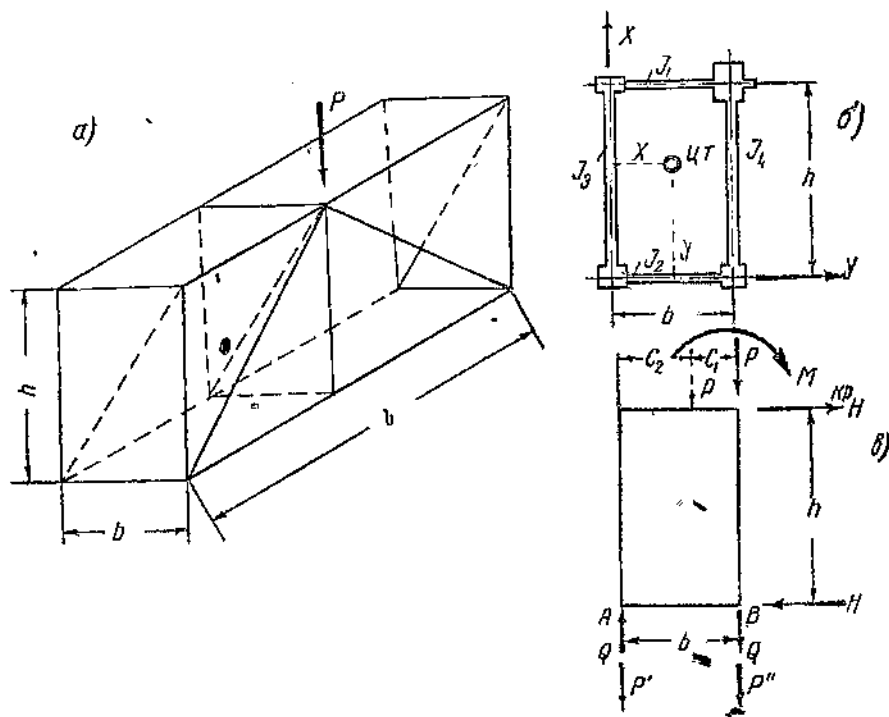
б) крутящего момента

$$M_{кр} = Pc_2,$$

который может быть заменен суммой моментов Qb и Hh :

$$M_{кр} = Qb + Hh = Pc_2.$$

Схемы нагрузок, действующих на вертикальные и горизонтальные фермы, показаны на фиг. 93, в.



Фиг. 93.

Если воспользоваться принципами минимума работ внутренних сил, то расчётные нагрузки, действующие на каждую ферму, могут быть получены в таком виде¹:

$$H = \frac{P}{1+\gamma} \cdot \frac{\lambda}{1+\alpha\lambda_2};$$

$$P' = \frac{P}{1+\gamma} \left(1 - \frac{1}{1+\frac{\beta}{\lambda_2}} \right);$$

¹ Инж. Г. П. Гофман, Теоретическое изучение работы некоторых пространственных систем. Сборник трудов «Стальконструкции», вып. IV, 1939 г.

$$P'' = \frac{P}{1+\gamma} \left(\gamma + \frac{1}{1 + \frac{\beta}{\lambda^2}} \right).$$

В этих формулах

$$\alpha = \frac{(I_1 + I_2)I_3 \cdot I_4}{(I_3 + I_4)I_1 \cdot I_2};$$

$$\beta = \frac{1}{\alpha}; \quad \gamma = \frac{I_4}{I_3}; \quad \lambda = \frac{b}{h}.$$

Отметим, что распределение нагрузки между главной и вспомогательной фермами не зависит от вида нагрузки (сосредоточенная или распределенная) и расположения её в пролёте.

При расположении нагрузки P_0 на вспомогательной ферме будем иметь:

$$H = \frac{P_0 \lambda \gamma}{(1+\gamma)(1+\alpha^2)};$$

$$P_0' = \frac{P_0}{1+\gamma} \left(1 + \frac{\gamma}{1 + \frac{\beta}{\lambda^2}} \right);$$

$$P_0'' = \frac{P_0 \gamma}{1+\gamma} \left(1 + \frac{1}{1 + \frac{\beta}{\lambda^2}} \right).$$

После того как определены нагрузки, действующие на вспомогательную ферму, расчёт ведется, как обычно, и суммарные (расчётные) усилия от всех нагрузок определяются по закону независимости действия сил.

Приведённый выше приём расчёта пространственной фермы, как бруса, действителен при условии достаточной прочности раскосов поперечных рам.

Усилие в диагонали может быть определено по формуле:

$$D = \frac{P}{\cos \alpha}.$$

Для сжатой диагонали необходимо произвести проверку на устойчивость по предельной гибкости, как для вспомогательных сжатых элементов.

ЛИТЕРАТУРА

1. Основные данные по проектированию и расчёту кранов. Госэнергоиздат, 1943.
2. Н. С. Стрелецкий, Основы металлических конструкций.
3. Лялин и Богданов, Усиление мостов.
4. Б. Н. Горбунов, Сплошные сварные балки и мосты.

