

В. Ф. НОЖИНОВ

ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ ВОДОНАПОРНЫЕ БАШНИ

1 9 3 2



ГОССТРОЙИЗДАТ

ДЕП

Инж. В. Ф. КОЖИНОВ

ДОЦЕНТ СТРОИТЕЛЬНОГО ИНСТИТУТА НКТП

ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ ВОДОНАПОРНЫЕ БАШНИ

Комитетом по высшему техническому образованию при ЦИК СССР
допущено к изданию в 1933, как пособие для строительных вузов



1933

ГОСУДАРСТВЕННОЕ НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКОЕ ИЗД-ВО
СТРОИТЕЛЬНОЙ ИНДУСТРИИ И СУДОСТРОЕНИЯ

Москва • ГОССТРОЙИЗДАТ • НКТП • СССР • Ленинград

ПОДАШЕНО

ПРЕДИСЛОВИЕ.

Большинство имеющихся курсов по железобетону излагает методы проектирования и расчета различных конструктивных элементов безотносительно к типам сооружений, в состав которых эти элементы могут входить, вследствие чего при расчете специальных железобетонных сооружений, к которым должен быть отнесен обширный цикл железобетонных башен и башенных резервуаров, материал, необходимый проектировщику, оказывается разбросанным по всем разделам книги.

Результатом такой системы является отрывочность материала, затрудняющая учет не только ряда вопросов, неизменно возникающих при комплексных конструктивных решениях, но и главным образом тех особенностей, которые присущи специальным железобетонным сооружениям.

Предлагаемая книга, стремясь восполнить указанные пробелы, рассчитана на читателя, уже знакомого с теорией железобетона и с основами проектирования железобетонных конструкций, но не имеющего достаточного опыта в проектировании и расчете специальных железобетонных сооружений.

В силу этого изложение теоретического материала сопровождается примерами расчета различных типов башен и практическими указаниями относительно области их применения в зависимости от тех или иных техно-экономических требований.

При составлении книги автор стремился:

- 1) дать возможно более систематизированный материал,
- 2) изложить вопросы техники в неразрывной связи с экономической,
- 3) учесть зависимость между конструктивной компоновкой и функциональным назначением башни,
- 4) ознакомить читателя с современными методами расчета и применением нормативных условий.

Разделы IX—„Водонапорные башни в сейсмических условиях“—и XI—„Вопросы экономики и стандартизации железобетонных резервуаров и башен“—появляются в нашей печати впервые, причем большинство техно-экономических расчетов и выводов представляет собою самостоятельные работы автора, опубликованные лишь частично в 1931—1932 гг.

В заключение выражаю признательность управляющему объединением „Союзводострой“ инж. М. Н. Слесареву-Егорову за предоставление для книги ряда фотоснимков новейших железобетонных башен.

инж. В. Ф. Кожинев.

I. ВВЕДЕНИЕ

Водонапорные башни имеют весьма широкое применение как у нас в СССР, так и за границей, обслуживая водопроводные хозяйства городов, промышленных предприятий и железнодорожного транспорта.

Число эксплуатируемых в настоящее время водонапорных башен составляет по СССР несколько тысяч и продолжает быстро увеличиваться параллельно с общим ходом индустриализации, ростом городского благоустройства и развитием железнодорожной сети.

Из общего числа существующих башен капитального типа значительная доля падает на железобетонные башни, причем к этой категории относятся сооружения, возведенные главным образом за последние годы. В дальнейшем, с развитием металлургической промышленности, удельное значение железобетонных башен возрастет еще больше, тем более, что даже теперь, в условиях строгой экономии металла, в частности арматурного железа, значительное число башен для строящихся промпредприятий и новых городов проектируется железобетонными.

Это обстоятельство является следствием хороших технико-экономических показателей, свойственных железобетонным башням, а именно: 1) относительной их дешевизны, 2) большой прочности и устойчивости при одновременной легкости и изяществе конструкции, 3) осуществимости быстрого возведения, 4) широких возможностей в отношении архитектурной обработки соответственно общему стилю современного промышленного и городского строительства и 5) удобств эксплуатационного характера.

Таким образом железобетонные башни имеют ряд преимуществ перед весьма распространенным в прежнее время типом кирпичных (или каменных) башен с железным резервуаром; эти преимущества особенно значительны для высоких и тяжело нагруженных башен.

В таком же положении по отношению к железобетонным башням оказываются и башни типа Якоби из бетонитовых камней, не получившие большого распространения в строительной практике.

Наконец железные водонапорные башни системы Шухова, наиболее экономичные из всех типов металлических башен, по сравнению с железобетонными расходуют на 30—40% больше металла, требуют дополнительного утепления трубопроводов и нуждаются в периодической окраске в течение своей службы.

Конечно как кирпичные (и им подобные), так и железные башни имеют и будут иметь в дальнейшем известную область приме-

ния в зависимости от тех или иных хозяйственно-экономических факторов, так например кирпичные и бетонитовые—в условиях близости соответствующих заводов, изготавливающих кирпич или бетонитовые камни; каменные башни—при наличии дешевого местного камня; особенно вероятным представляется применение указанных типов башен при недостатке на месте арматурного железа, цемента и лесного материала для опалубки, а также на строительствах малого масштаба, например для небольших городов, мелких промпредприятий, обычных железнодорожных станций, совхозов и т. д.

Металлические башни системы Шухова представляются целесообразными в условиях близости металлургических заводов с прокатом углового железа, преимущественно в благоприятной климатической зоне, а также главным образом для городов и промпредприятий, находящихся в районах, неблагоприятных в сейсмическом отношении; это последнее условие является, строго говоря, единственным, когда железобетонные башни по конструктивным причинам уступают металлическим башням системы Шухова. Во всех же других перечисленных случаях отказ от применения железобетонных башен и замена их кирпичными, каменными, металлическими и т. д. могут быть оправданы исключительно соображениями экономического порядка; конструктивные же преимущества железобетонных башен являются неоспоримыми.

В заключение следует остановиться на деревянных башнях, которые в соответствии с „Инструкцией по применению металла в строительстве“, раздел Б § 8, п. „б“, приложенной к приказу НКТП № 420 от 20/VI 1932 г., начинают находить место в капитальном строительстве, а в более облегченных конструкциях применяются уже издавна во временных и небольших водоснабжениях. Однако высота этих башен и особенно емкость резервуаров имеют довольно узкий диапазон, определяемый статическими возможностями деревянных конструкций и выражающийся нормально в пределах до 80 м высоты и до 250 м³ емкости резервуара, так как обеспечение должной водонепроницаемости деревянного резервуара представляется сложной задачей, практически неразрешимой при емкостях резервуара свыше 300—400 м³.

II. ОСНОВНЫЕ ТИПЫ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ВОДОНАПОРНЫХ БАШЕН И ОБЛАСТЬ ИХ ПРИМЕНЕНИЯ.

Водонапорная башня является сооружением, возводимым для установки на необходимой высоте резервуара определенной емкости с целью:

1) регулирования напора в разводящей сети водопроводных труб, 2) регулирования водопотребления (т. е. расхода воды по сети), 3) обеспечения запаса воды на время бездействия насосных станций и 4) предотвращения гидравлических ударов и действия их на трубы и насосы.

Отсюда следует, что основными геометрическими характеристиками башни будут: 1) полезная емкость резервуара и 2) высота расположения дна резервуара над уровнем земли.

Полезная емкость резервуара зависит от размеров водопотребления обслуживаемого объекта и от степени равномерности работы насосных станций, причем при крупных водорасходах и большой неравномерности работы насосов емкость резервуара колеблется от 3 до 7% суточного водопотребления, а для средних и мелких объектов и при равномерной работе насосов — от 12 до 20% суточного расхода¹.

Высота расположения дна резервуара над уровнем земли зависит от рельефа местности, этажности обслуживаемых зданий и гидравлических потерь напора в водопроводной сети.

Практика проектирования и возведения железобетонных водонапорных башен показывает, что полезная емкость резервуаров башен возможна в пределах от 35 до 2000 м³, при высоте расположения дна резервуара над уровнем земли от 15 до 45 м. Наибольшая высота — 35—45 м, при сравнительно скромной величине емкости резервуара (от 35 до 100 м³), относится к водонапорным башням, обслуживающим нужды внутреннего пожаротушения промышленных предприятий. Самая высокая из спроектированных за последнее время башен — для Бобриковского химкомбината — высотой 52 м и емкостью бака 100 м³ — имеет назначением как раз обслуживание внутренних пожарных кранов. Вообще же малые железобетонные башни — от 35 до 100 м³ — в практике почти не встречаются; ввиду относительной дороговизны их заменяют конструкциями облегченного типа, например деревянными. Такая замена тем более обязательна для башен малой емкости (25—100 м³) и малой высоты (15—20 м), применяющихся для небольших и временных водоснабжений.

Следует отметить, что обычные границы области применения железобетонных башен лежат в пределах полезной емкости их резервуаров от 100 до 750 м³ при высоте расположения дна резервуаров над уровнем земли от 15 до 45 м.

Эти размеры железобетонных башен охватывают в сущности весь комплекс емкостей и высот, которые имеют в настоящее время распространение в нашем промышленном и городском строительстве. Башни с емкостями более 750 м³ почти не применяются, так как этого объема вполне достаточно для удовлетворения первоочередных нужд новых водопроводов. Действительно, при ступенчатом графике работы насосов необходимая емкость башни выражается, как было уже указано, в пределах от 3 до 7% суточного расхода воды, и значит башня емкостью 750 м³ в состоянии обслужить водопроводную систему с подачей воды в среднем до

$$\frac{750 \cdot 100}{5} = 15\,000 \text{ м}^3 \text{ в сутки (или } \sim 1,25 \text{ млн. ведер в сутки),}$$

¹ См. проф. Генниев Н.-Н. „Водоснабжение городов и промпредприятий“ М. 1931, стр. 377.

что при суточной норме в 100 л на 1 жителя может удовлетворить население, численностью равное

$$\frac{15000 \cdot 1000}{100} = 150\,000 \text{ человек}$$

и следовательно обеспечивает потребности как новых, так и большинства существующих реконструируемых водопроводов на ближайшее пятилетие.

В дальнейшем, с осуществлением строительства второй очереди вполне целесообразна постройка второй башни той же или еще большей емкости. Таким образом сооружение башен больших размеров „впрок“ является совершенно ненужным и недопустимым.

Крупные водонапорные башни для производственной (технической) воды встречаются также весьма редко, так как на заводах, являющихся крупными водопотребителями (например металлургических и химических), расходование воды для технологических процессов идет довольно равномерно, что позволяет ограничиваться непрерывной работой мощных насосных установок, обеспечивающих постоянный напор; для создания же запасов воды применяются большие подземные резервуары.

Отсюда ясно, что примеры применения железобетонных башен большой емкости—от 1000 до 2000 м³—очень немногочисленны.

Сооружения с емкостями свыше 2000 м³ правильнее называть водоемными зданиями вследствие их громоздкости и связанной с этим утерей ими основных конструктивных и архитектурных признаков башен. Емкость резервуаров таких водоемных зданий может достигать от 2000 м³ до 8000 м³ при высоте расположения днища резервуаров над уровнем земли от 15 до 30 м. К сооружениям этого типа могут быть отнесены например водоемное здание в Völklingen¹ (Германия, 1917—1918 гг.) в виде прямоугольного железобетонного резервуара размерами в плане 36×14 м, высотой стенок 7,5 м и общей полезной емкостью 3000 м³, установленного на сквозном основании из 21 железобетонной колонны на высоте 25,9 м от уровня земли, или водоемное здание в Стокгольме на 8000 м³, обработанное в архитектурном отношении под средневековый замок².

Особняком стоят так называемые водонапорные колонны, представляющие собой сравнительно узкий высокий железобетонный резервуар, расположенный непосредственно на земле и окруженный внешней железобетонной оболочкой, играющей роль шатра.

Высота резервуара может достигать 25—35 м. Примером такого сооружения является водонапорная башня в Ростове-на-Дону постройки 1928 г. емкостью резервуара около 900 м³ при диаметре $d=6$ м и высоте 32 м.

Конструкции железобетонных водонапорных башен весьма разнообразны, однако все башни могут быть довольно легко систе-

¹ См. Dr Ing. F. Emperger, Handbuch für Eisenbetonbau, V. Band, Berlin 1928, стр. 248—251.

² Вудникова Н., Водоснабжение, М. 1930, стр. 204.

³ См. проф. В. Я. Жимов-Рокотовский, Водонапорная башня в Ростове-на-Дону, „Строительная промышленность“ № 5, 1928, стр. 380—383.

матризованы и разбиты на ряд групп, имеющих общий конструктивный тип, в пределах которых (групп) допустимы те или иные комбинации конструктивных элементов башни.

Подобная систематизация совершенно необходима как для наиболее правильной технико-экономической оценки отдельных групп башен, так и для наиболее четкого изложения расчетной части книги.

Следует отметить, что наша строительная практика последнего пятилетия (1929—1932 гг.) выработала несколько основных конструктивных типов железобетонных башен, которые теперь весьма широко распространены в силу своих особенностей, способствующих удешевлению и упрощению производства работ за счет применения так называемой подвижной опалубки.

Архитектурные формы этих башен при общей их конструктивной выразительности весьма просты, вполне увязываются с общим стилем современного строительства и в этом отношении существенно отличаются от первоначального монументального архитектурного оформления железобетонных башен в период завоевания ими „прав на существование“ в 1909—1914 гг., когда на железобетонные башни были механически распространены архитектурные формы, практиковавшиеся в те времена по отношению к кирпичным башням. Эти формы и приспособленные к ним осложненные железобетонные конструкции башен, например двойные концентрические колоннады (для бака и шатра), тяжелые и сложные конструкции железобетонных шатров, введение дополнительных приливов, не оправдываемых конструктивными требованиями (для придания массивности) и т. п., можно видеть на многочисленных железобетонных башнях, выстроенных у нас и главным образом в Западной Европе в период 1910—1918 гг.¹

Переходя к классификации железобетонных водонапорных башен, следует прежде всего установить основные конструктивные элементы, из которых складывается общий конструктивный скелет сооружения.

Этими основными элементами башни являются:

1. Железобетонный резервуар, возможный в виде различных систем, например со сферическим вогнутым днищем, с плоским днищем системы Интце и т. д.

2. Железобетонный шатер, располагаемый концентрично резервуару на расстоянии 0,75 м от внешней поверхности стенок резервуара, причем стенки, пол и перекрытие шатра утепляются соломитом; в частных случаях (теплый климат, непосредственное утепление стенок резервуара) шатер может отсутствовать.

3. Железобетонный опорный корпус (ствол) башни, осуществляемый или в виде отдельных опор (колонн), соединенных горизонтальными обвязками (ригелями) с междуклонным заполнением, или сквозной (без заполнения) или наконец в виде цилиндрической сплошной железобетонной стенки.

4. Железобетонное основание башни, выполняемое или в виде отдельных железобетонных башмаков с опорными подуш-

¹ См. Dr Ing. F. Emperger, Handbuch für Eisenbetonbau, Berlin 1923, В. V, стр. 214—251, фотоиллюстрации и чертежи 20 железобетонных водонапорных башен.

ками, или в виде кольцевой железобетонной опорной балки, или в виде комбинации неглубокого железобетонного фундамента с нижележащим бутовым основанием.

Все перечисленные конструктивные элементы башни будут подробно рассмотрены далее в соответствующих разделах книги, но уже и предварительный их обзор показывает, что комбинирование основных элементов при выборе типа башни не может быть произвольным, а должно исходить из учета ряда технико-экономических факторов, к которым следует отнести:

1. Геометрические характеристики башни, т. е.: а) полезную емкость резервуара, б) высоту расположения днища резервуара над уровнем земли.

2. Грунт в месте постройки.

3. Влияние на башню ветровой нагрузки.

4. Местные климатические условия.

В самом деле, при выборе типа опорного корпуса башни все указанные выше условия диктуют число и форму колонн (опор) и степень необходимости в междуклонном заполнении; при выборе типа резервуара должна учитываться его емкость; на тип шатра влияют размеры и конструкции резервуара, а также местные климатические условия; наконец для типа основания решающее значение будет иметь характер грунта и вес башни, зависящие в свою очередь от геометрических размеров башни и влияний на нее ветровой нагрузки.

Отсюда ясно, что задача выбора конструктивного типа башни в целом должна решаться комплексно, т. е. с учетом всех условий, позволяющих сделать правильные технико-экономические предположения.

В части учета технико-экономических факторов можно пойти еще дальше и устанавливать не только общий конструктивный тип башни, но и цифровые соотношения между размерами основных конструктивных элементов башни в рамках выбранного типа, например между диаметром и высотой резервуара, диаметром опорного корпуса башни и ее высотой и т. д. Эти цифровые соотношения вычисляются довольно сложным отысканием математического минимума при условии учета как уже упоминавшихся ранее факторов, так и ряда дополнительных, а именно: 1) геометрических размеров всех элементов башни (в зависимости от требований статики), 2) стоимости материалов башни (бетон, железо, дерево и т. д.), 3) стоимости производства работ (в зависимости от его способа) и 4) стоимости эксплуатации башни.

Методологии таких технико-экономических исследований, совершенно не освещенной в нашей технической литературе, отведена специальная глава.

Возвращаясь к вопросу классификации железобетонных башен, необходимо отметить, что по данным практики проектирования и строительства этого вида сооружений известное значение для выявления общего типа башни помимо упомянутых уже главных технико-экономических факторов имеет конструкция опорного корпуса башни, так как ею предопределяются или во всяком случае ограничиваются пределы комбинирования (сочетаний) других

основных элементов башни. Иначе говоря, при определенном типе опорного корпуса рационально применять только определенные, соответствующие ему типы резервуаров, шатров и оснований башни.

По конструкции опорного корпуса все железобетонные башни могут быть разделены на пять основных типов, а именно:

1. Башни (полигональные в плане) на вертикальных колоннах (опорах).

2. Башни (полигональные в плане) на наклонных опорах.

3. Башни с двумя вертикальными колоннами, концентричными в плане.

4. Прямоугольные в плане башни на вертикальных колоннах.

5. Цилиндрические башни с опорным корпусом в виде сплошной кольцевой стенки.

Для наиболее всестороннего представления об основных конструктивных особенностях каждого типа башни, а также для выявления всех их достоинств и недостатков необходимо более подробно остановиться на каждом из перечисленных типов башни.

1. Башни (полигональные в плане) на вертикальных колоннах

Как видно из самого названия, в башнях подобного типа железобетонный резервуар опирается на несколько вертикальных колонн (опор). В зависимости от емкости башни опорный корпус может быть 6- или 8-колонным, причем колонны соединены между собой для жесткости обвязками или ригелями через 5—8 м по высоте. Климатические условия и характер использования внутреннего помещения башни определяют степень необходимости в междуколонном заполнении, которое может быть осуществлено из материалов, обладающих малой теплопроводностью. Кладка заполнения сообщает башне то или иное внешнее оформление, в частности может придать всему сооружению вид цилиндра или полигональной призмы в зависимости от того, будут ли пролеты между колоннами заполняться по хордам или по дуге круга.

Во многих случаях надобности в заполнении не встречается, за исключением нижнего (первого) надземного этажа башни; верхняя же часть опорного корпуса остается сквозной. Примером сооружения подобного типа на 6 вертикальных колоннах может служить водонапорная башня Угрешского химкомбината (рис. 1), емкостью бака 330 м³ и высотой 19 м от уровня земли до днища, построенная в 1930 г. Опорный корпус этой башни сквозной, за исключением нижней части, приспособленной под служебное помещение. На рис. 2 изображена та же башня во время производства работ. Другим примером может служить водонапорная башня того же типа, построенная в 1930 г. в рабочем поселке Горьковского автозавода им. Молотова (рис. 3). Здесь так же, как и в предыдущем случае, заполнение между колоннами ограничивается высотой 1-го этажа. Материалом заполнения является кирпич, что более отчетливо видно на рис. 4, изображающем башню в производстве работ. Обе рассмотренные башни имеют железобетонный цилиндрический резервуар с вогнутым сферическим днищем.

Следует отметить, что выбор резервуаров для таких башен довольно широк; наиболее распространен указанный тип цилиндрического резервуара со сферическим вогнутым днищем, но вполне целесообразно, особенно для небольших башен с 6-колонным корпусом, применение резервуаров и с плоским днищем, опирающимся на верхнее перекрытие опорного корпуса башни.

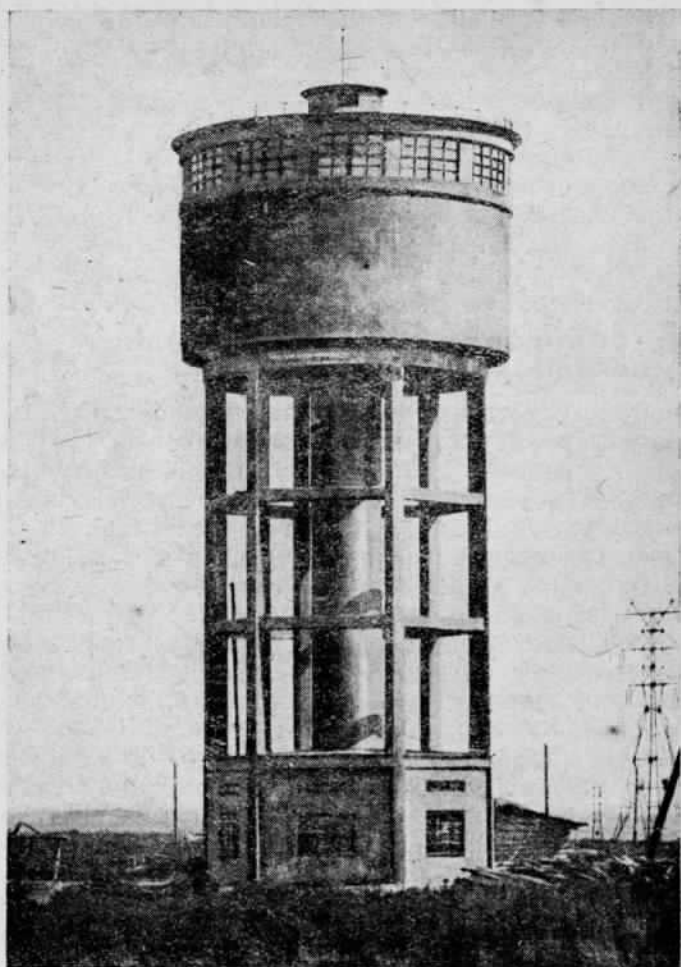


Рис. 1.

Плоское безбалочное днище целесообразно применять для железобетонных башен емкостью от 300 до 600 м³. Примером подобного сооружения может служить водонапорная башня Акц. о-ва „Explo-sia“ емкостью бака 600 м³ и высотой от уровня земли до днища 20 м, построенная в Семтине¹ (Богемия).

¹ Приведена в книге виж. Д. Лева, Безбалочные покрытия, М. 1931.

При этой конструкции башни приходится вводить лишнюю колонну под центральной частью резервуара, ввиду чего число колонн опорного корпуса башни с 6 или 8 увеличивается до 7 или 9, что является относительно невыгодным, особенно при небольшой высоте башни 15—20 м и полезной емкости резервуара менее 300 м³.

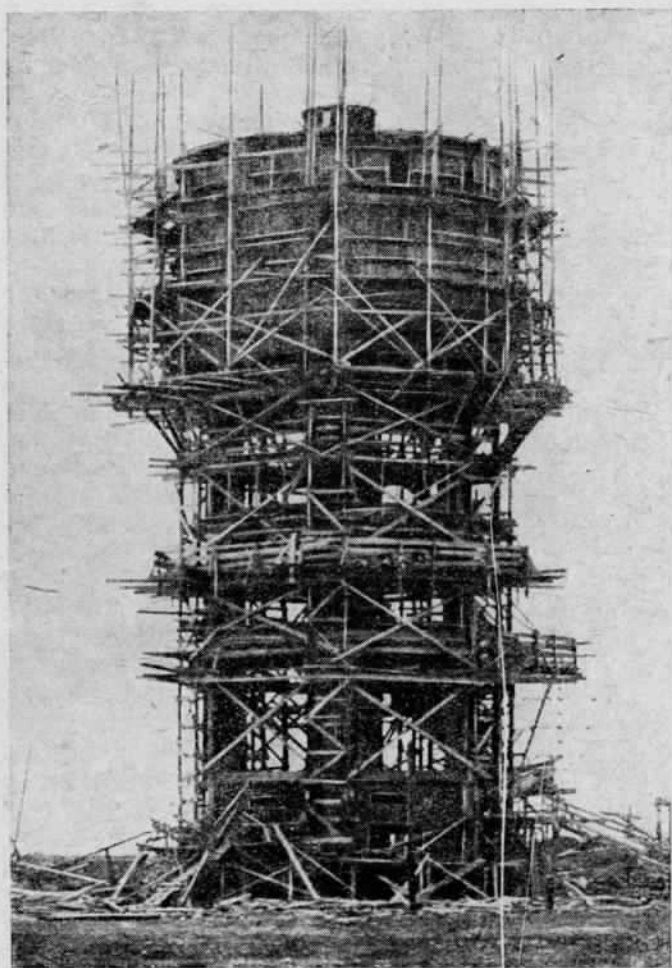


Рис. 2.

Для башен 8-колонных, с полезной емкостью бака свыше 750 м³ рационально применять баки системы Интце, которые будут нами в дальнейшем рассмотрены.

Наличие в резервуарах внутренних вертикальных перегородок как диаметральных, так и кольцевых, а равным образом и устройство железобетонных трубчатых вертикальных лазов внутри резервуаров на стоимости башен почти не отражается, за исключением

впрочем небольших объектов по емкости и высоте. По этим соображениям для башен с полезной емкостью резервуара менее 150 м^3 устройство трубчатых лазов внутри бака следует признать нерациональным.

Тип шатра в значительной степени определяется перспективами архитектурного оформления башни, а по своей конструкции может состоять из некоторого числа железобетонных стоек аналогично числу колонн в опорном корпусе башни (т. е. 6 или 8), с промежуточным заполнением, поддерживаемых соответственным числом консолей. Однако чаще встречается шатер из сплошной цилиндрической стенки на сплошной конической железобетонной плите,

имеющей вид опрокинутого усеченного конуса. Перекрытие шатра целесообразнее устраивать в виде конического, а не шарового купола, причем устройство светового фонаря, удорожающего шатер, должно оправдываться действительной в нем необходимостью. Большинство железобетонных башен, приведенных в качестве примеров в данной книге, имеет конические купольные покрытия шатров без специальных световых фонарей.

Выбор конструкции основания башен рассматриваемого типа зависит от веса башни, условий грунта и величины ветровой нагрузки, определяющих допустимость применения того или иного типа фундамента для

передачи давления башни на грунт. Обычно самые колонны погружаются в землю только на глубину железобетонных башмаков, ниже которых располагаются фундаментные стулья из неармированного бетона или бутовой кладки.

Применение бутового фундамента может оказаться и неэкономичным, например при отсутствии на месте дешевого камня, в условиях большой ветровой нагрузки, при большой высоте башни и при недостаточно надежных грунтах в месте возведения башни.

2. Башни (полигональные в плане) на наклонных опорах.

Башни с наклонными опорами в геометрическом отношении представляют собою 6- или 8-гранную усеченную пирамиду (при



Рис. 3.

полигональной структуре плана) или усеченный конус (при заполнении междуколонных проемов по образующим конуса).

В качестве примера может быть приведена железобетонная башня на шести наклонных опорах (рис. 5), построенная на ст. Понтелагоскуро железнодорожной линии Болонья — Феррара — Падуа (в Италии). Резервуар башни системы Интце емкостью 100 м³ имеет высоту расположения дна $h = 18$ м над уровнем земли. Корпус башни сквозной, с частичным заполнением на высоту нижнего этажа и вокруг камеры под резервуаром. Шатер отсутствует в силу благоприятных климатических условий. На рис. 6 приводится фотография этой башни¹.

Рассмотренный тип башни встречается и в СССР, например на северокавказских железных дорогах.

Характер сочетания (или комбинирования) основных конструктивных элементов для башен подобного типа почти не отличается от рассмотренной выше группы башен на вертикальных колоннах.

В силу этого все сказанное по первой группе башен можно распространить и на рассматриваемую группу с той разницей, что наклонные опоры в большей мере способствуют увеличению устойчивости башни и следовательно приемлемы в условиях большой ветровой нагрузки, а также при необходимости распределить давление башни на большую площадь в случае например недостаточной плотности грунта.

Однако в производственном отношении устройство башен с наклонными колоннами представляет гораздо большие трудности

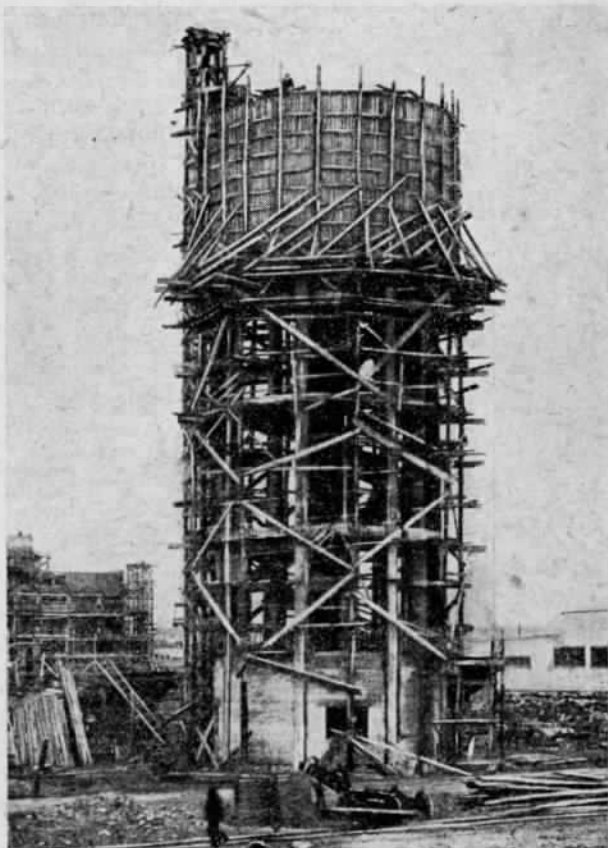


Рис. 4.

¹ См. проф. Н. Н. Гензель, Водоснабжение железнодорожных станций, М. 1931, стр. 361—362. Его же, Городские водопроводы, М. 1928, стр. 261

вследствие значительного усложнения работ по установке опалубки, армированию и набивке бетона. Вместе с тем увеличивается, а следовательно и удорожается котлован под основание башни, а также и самое основание всего сооружения. В конечном счете все это

заставляет признать более целесообразным применение башен с вертикальными колоннами, которые имеют вполне достаточный коэффициент устойчивости на опрокидывание, выражающийся для башен высотой около 25—30 м (наиболее частых в практике) величинами порядка 6,0—11,0 против 1,5—2,0, требуемых по нормам строительного проектирования.

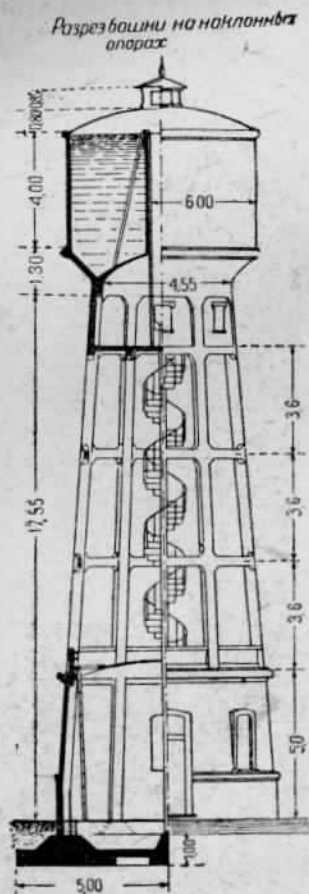


Рис. 5.



Рис. 6.

3. Башни с двойной вертикальной колоннадой (концентричной в плане).

Башни с двойным рядом колонн рассматриваются в главе VIII, посвященной башням сложного конструктивного типа.

4. Прямоугольные в плане башни на вертикальных колоннах.

Железобетонные башни этого типа не имеют широкого распространения, а если и применяются, то по большей части с опорным корпусом, состоящим из 4 вертикальных колонн. В качестве такого примера может быть приведена водонапорная башня в Нейфельде (Венгрия) емкостью бака 45 м³ и высотой 21 м с цилиндрическим

резервуаром, имеющим плоское балочное днище и окружающим резервуар 8-гранным железобетонным шатром.

Очень редки примеры 6- или 8-колонных башен, прямоугольных в плане. Это находит объяснение как в трудностях архитектурного оформления подобных башен, так равно и в меньших достоинствах их в конструктивном отношении, в частности из-за наличия больших поверхностей, подверженных действию ветровой нагрузки, нежели в башнях кругового сечения.

Резервуары прямоугольных в плане башен могут конструироваться как прямоугольными, так и цилиндрическими с днищами самых разнообразных конструкций.

Пределы емкости резервуара для 4-колонной башни следует считать от 35 до 400 м³ при высоте от 20 до 45 м, башням 8-колонным могут даваться емкости резервуаров в границах от 400 до 800 м³ при высоте их над уровнем земли в пределах от 20 до 45 м.

Основание башен в зависимости от местных условий может представляться в виде четырех отдельных железобетонных башмаков, располагаемых на отдельных же опорных железобетонных подушках или — при более слабых грунтах и тяжелых башнях — в виде кольцевой железобетонной опорной балки.

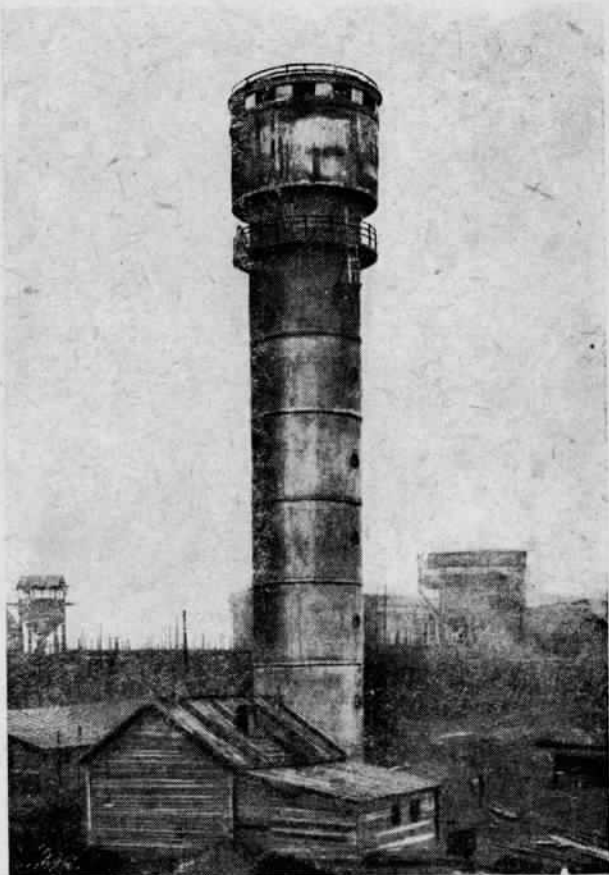


Рис. 7.

5. Цилиндрические башни с опорным корпусом в виде сплошной кольцевой железобетонной стенки.

Этот тип башни, опорный корпус которой представляет собой тонкий железобетонный цилиндр (стакан), получил за последнее время

значительное распространение в практике наших строительных организаций, вытеснив прежде распространенный тип железобетонной башни на сквозном 6- или 8- колонном основании.

Переход к такому типу башни был вызван главным образом желанием снизить расходы на опалубку и подмости при производстве работ, так как рассматриваемая конструкция башни дает полную возможность применения подвижной опалубки в виде

кольцевого пояса высотой около 1,5 м, поднимаемого в соответствии с ходом бетонирования башни посредством особых домкратов, так называемых „джеков“. Сами джеки размещаются на вертикальных джековых прутьях $d = 25 \text{ мм}$ (1"), закладываемых в тело железобетонной кладки цилиндрического корпуса башни и используемых как стержни вертикальной арматуры в кольцевых стенках корпуса башни¹.

По окончании бетонировки подвижная опалубка снимается и может быть использована многократно для бетонирования других башен.

Описанный способ производства работ был применен например при постройке в 1930 г. железобетонной водонапорной башни Воскресенского химкомбината (рис. 7) ем-

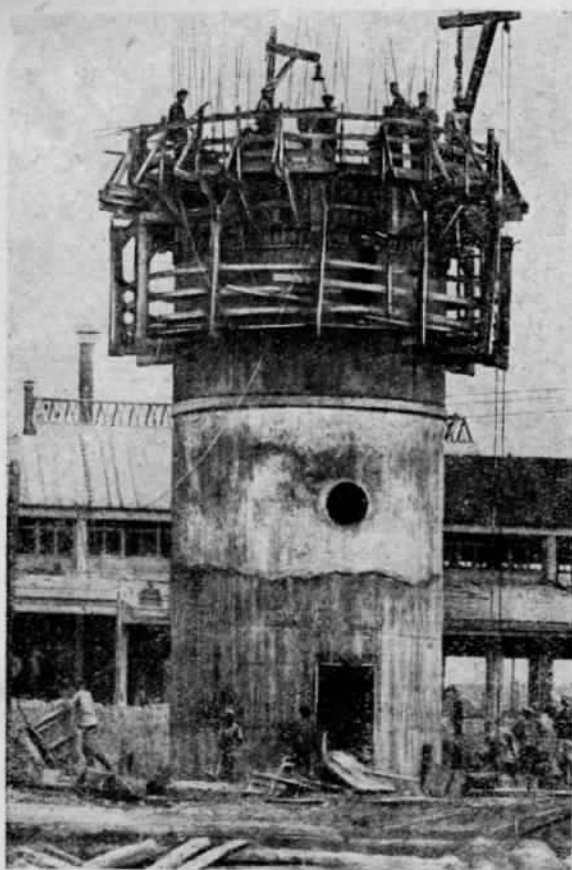


Рис. 8.

костью бака 100 м³ и высотой 30 м от уровня земли до днища резервуара. На рис. 8 показан один из моментов производства работ по возведению этой башни. Обращает на себя внимание крайне незначительная затрата лесоматериала на подвижную опалубку и подмости; отсутствует даже обычно применяемый подъемник для

¹ Более подробно см. „Инструкция по устройству подвижных форм при возведении железобетонных зданий“ — приложение к приказу ВСНХ № 485 от 20/XII 1929 г.

подачи материалов, взамен которого использован внутренний объем корпуса башни.

На рис. 9 изображена водонапорная башня Горьковского автозавода им. Молотова, постройки 1930 г., при бетонировании которой также применялась подвижная опалубка, но подача материалов производилась посредством специального деревянного подъемника.

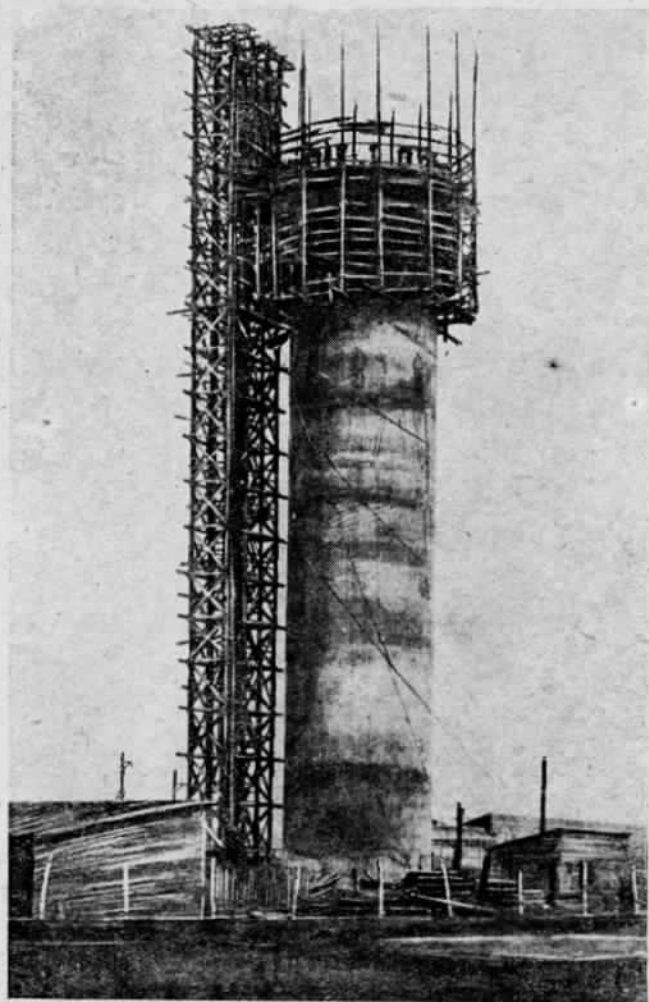


Рис. 9.

Наконец для сравнения приводятся рис. 10 и 11, дающие наглядное представление о затрате лесоматериала при возведении башен на колоннах, когда приходится устанавливать сплошную опалубку по всей высоте башни, равно как и леса с подмостями, вследствие чего вся башня оказывается совершенно закрытой вспомогательными деревянными конструкциями.

Эта картина остается неизменной при любых размерах башен на колоннах. Так например, на рис. 12 представлена водонапорная башня ф-ки „Тульма“ в г. Тутаеве (около Ярославля) постройки 1929 г. с относительно небольшим объемом бака — 100 м³

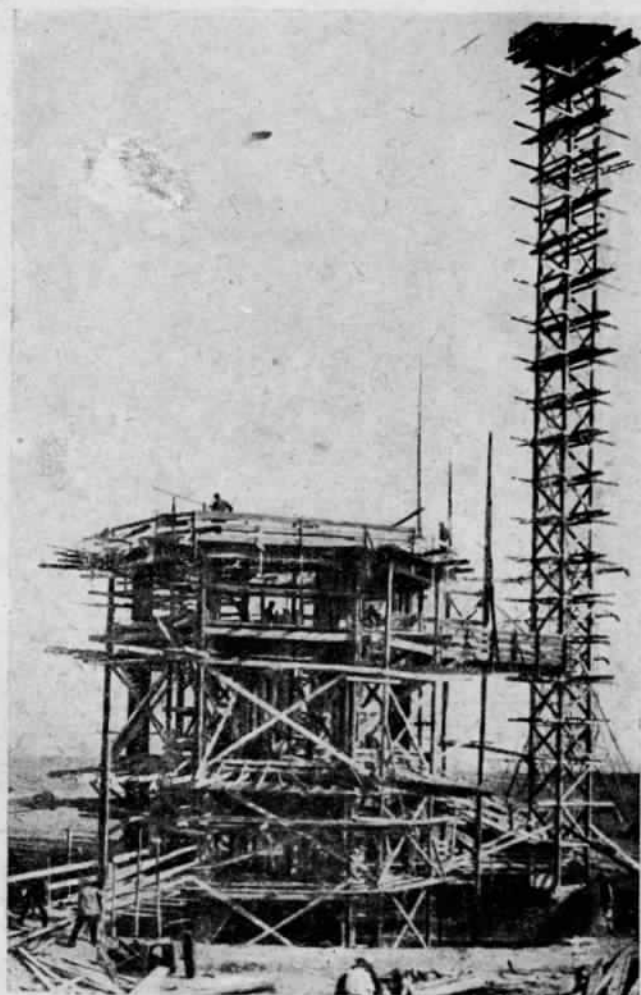


Рис. 10.

и высотой 15 м, также сплошь закрытая лесами, хотя большинство конструктивных элементов (шатер, подъемная шахта и колонны) уже распалублено.

Сметные подсчеты показывают, что в среднем стоимость сплошной опалубки, лесов и подмостей составляет до 400% к строитель-

ной стоимости башни (без оборудования), а подвижной опалубки — около 10% к строительной стоимости башни¹.

Более подробное техно-экономическое сравнение башен обоих типов сделано в соответствующей главе, где приводится весь цифровой материал, характеризующий расход строительных материалов и общую стоимость башен.

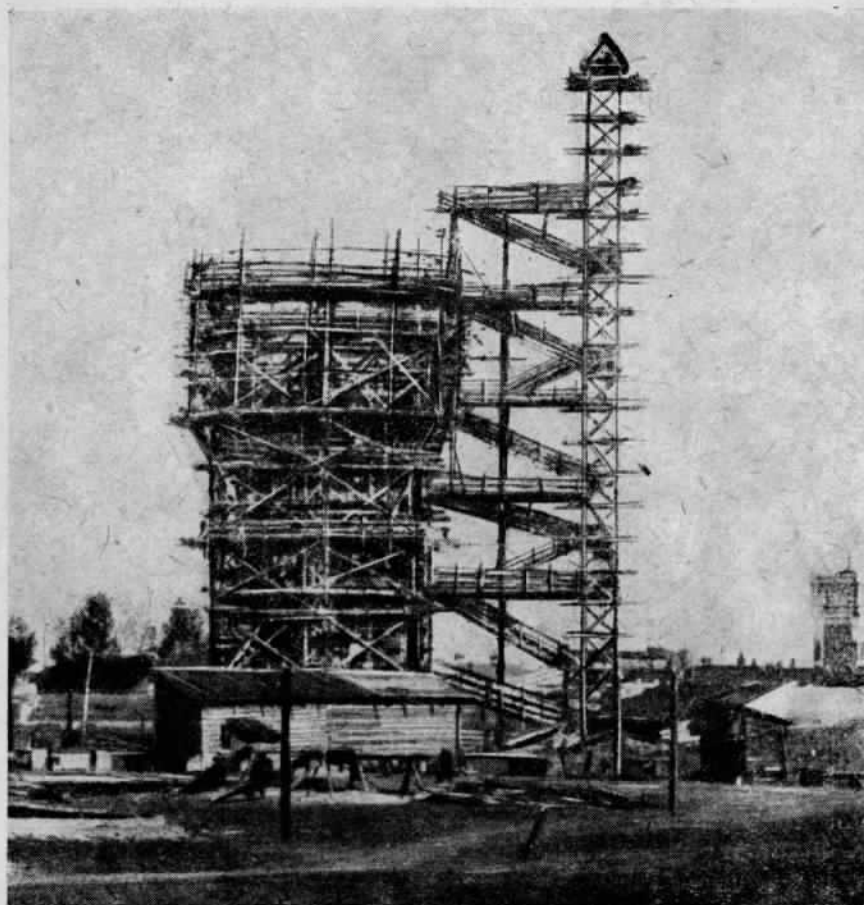


Рис. 11.

Пределы применения башен в виде сплошной железобетонной цилиндрической стенки являются довольно широкими, а именно для емкостей бака — от 35 до 1250 м³ и высот — от 15 до 45 м. В целях упрощения производства работ стенки бака должны быть сконструированы так, чтобы они составляли прямое продолжение цилиндрических стенок собственно корпуса башни; это дает воз-

¹ См. инж. Кожин В. Ф., Конструктивно-экономические показатели современных водонапорных башен, „Санитарная техника“ № 10, 1932 г.

возможность непрерывного бетонирования сооружения в подвижной опалубке¹ на всю высоту его, включая и резервуар. Из этих же соображений наиболее удобно применять для рассматриваемых башен цилиндрические резервуары с вогнутым сферическим днищем. Устройство баков системы Интце здесь менее целесообразно в экономическом отношении, хотя все же может допускаться при емкостях резервуара порядка 750—1250 м³. Шатры таких башен делаются обычно весьма простыми, повторяющими конструкцию

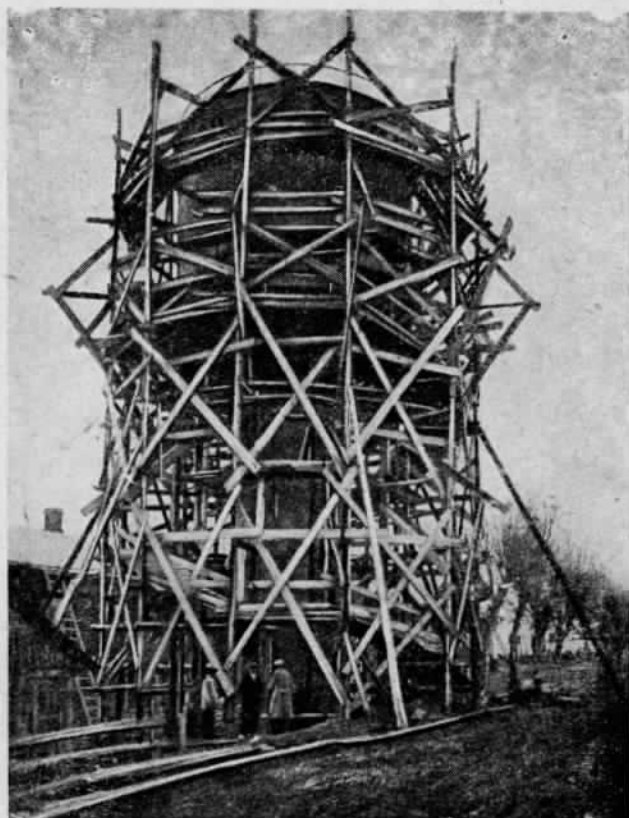


Рис. 13.

цилиндрического опорного корпуса. Рекомендуется замена железобетонных шатров деревянными, что способствует уменьшению общего веса башни и удешевлению ее сооружения.

Основания конструируются или в виде кольцевой железобетонной плиты, заглубленной в землю на высоту башмака и опирающейся на кольцевой бутовый фундамент, или же в ответственных случаях в виде непосредственного заглубления железобетонного

¹ См. инж. Денисов А. В., Подвижные формы и механизация железобетонных работ, ГИС — сообщение № 9, декабрь 1929 г.

фундамента на необходимую расчетную глубину; возможны и другие конструктивные решения в соответствии с местными условиями.

Характерным примером рассмотренной башни может служить так называемый стандартный тип башни, спроектированной Водоканалстроем в 1931 г. (рис. 13). Башня имеет высоту 25 м до дна резервуара при емкости последнего в 400 м³.

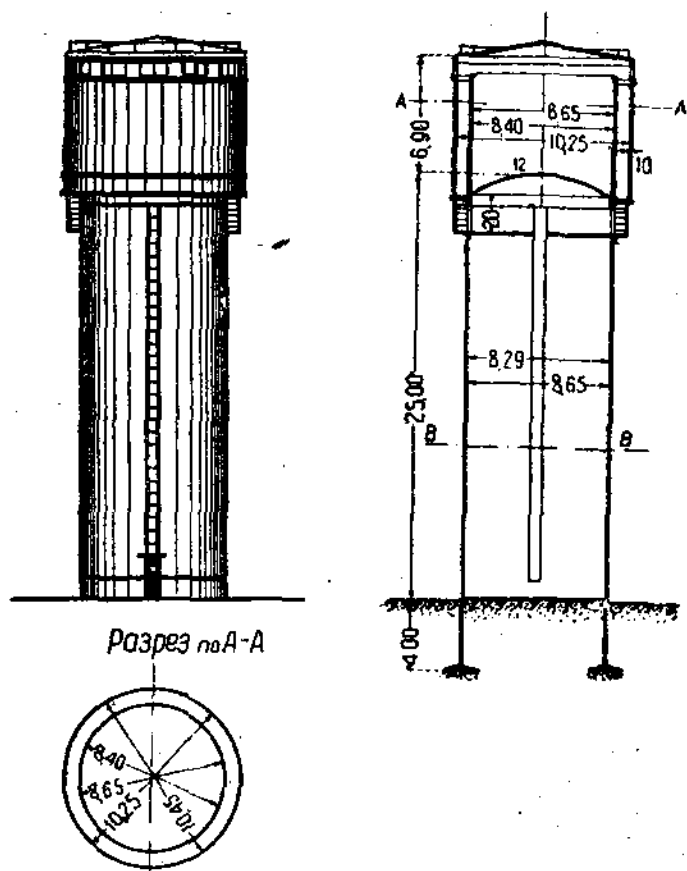


Рис. 13.

Рассмотренные типы башен исчерпывают в сущности весь цикл нормальных и рациональных железобетонных конструкций подобного рода сооружений. Отдельные их видоизменения, не вошедшие в сделанный выше обзор, всегда будут частными случаями какого-либо одного из основных конструктивных решений.

Исключение могут представить только особо сложные конструкции, например башни с двумя или тремя резервуарами. Ознакомлению с конструкциями этого осложненного вида отведена специальная глава.

III. ОСНОВНЫЕ ДАННЫЕ И НОРМЫ ДЛЯ РАСЧЕТА И КОНСТРУИРОВАНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАШЕН.

При расчете железобетонных водонапорных башен необходимо руководствоваться „Техническими условиями и нормами проектирования и возведения бетонных и железобетонных сооружений“, которые были разработаны комиссией, созданной по приказу ВСНХ СССР за № 24 от 13 января 1931 г. и утверждены как обязательные для применения в строительстве по приказу ВСНХ СССР № 338 от 2 июня 1931 г. (изданы ГНТИ, июль 1931 г., 157 стр.).

Прежде всего необходимо отметить, что в Т. У. и Н. 1931 г. имеется указание (§ 6) о замене по возможности железобетонных конструкций какими-либо иными, не вызывающими расхода дефицитного железа (например деревянными и т. д.).

Ввиду этого следует:

1. Применение железобетона ограничить водонапорными башнями:
 - а) с емкостью баков от 400 м³ и более независимо от высоты сооружения,

- б) с емкостью баков от 250 м³ и более при высоте от уровня земли до днища бака не менее 25 м,

- в) с емкостью баков от 100 до 150 м³ и более при высоте от уровня земли до днища бака не менее 35 м.

2. Для большинства башен, главным образом невысоких, где общая кубатура кладки невелика (менее 250 м³ железобетона), железобетонные патры вокруг резервуаров следует заменять деревянными независимо от размеров резервуара.

3. Внутренние лестницы в башнях устраивать с деревянными проступями.

4. Основание башен делать бутовым, на которое и опирать железобетонные башмаки колонн, заглубленные в землю только на величину своей высоты.

5. Башни на колоннах устраивать сквозными или с частичным заполнением из нетеплопроводных материалов.

Возможны конечно и другие решения.

Далее, Т. У. и Н. (§ 7) указывают, что в качестве материала для кладки железобетонных башен применяется бетон с временным сопротивлением сжатию кубика 28-дневного возраста (R_{28}), равным 110 кг/см² (условное обозначение М-110), что соответствует II марке бетона по прежде применявшимся нормам.

В качестве арматуры, служащей для вооружения бетона, в соответствии с § 9 Т. У. и Н. должны применяться обычные марки стали (2 и 3) ввиду того, что условия службы таких сооружений, как водонапорные башни, особенно способствуют ржавлению арматуры и значит к применению высокосортной стали (углеродистой или кремнистой), допускающей большие напряжения и могущей вызвать появление трещин в растянутой зоне, следует относиться с осторожностью.

Допускаемые напряжения в железобетонных элементах водонапорной башни принимаются по § 38 Т. У. и Н., табл. 1 (стр. 18)

и для бетонов марки М-110 (т. е. с временным сопротивлением сжатию 110 кг/см^2) должны выражаться установленными величинами, приведенными в специальной таблице, где указываются также значения допускаемых напряжений при других марках бетона, а именно М-130 (б. марка I) и М-90 (б. марка III).

Помимо ознакомления с Т. У. и Н. для железобетонных сооружений перед проектировкой башен необходимо ознакомиться и с так называемыми „Едиными нормами строительного проектирования“, утвержденными Всесоюзным комитетом по стандартизации при СТО 28/III-1981 г. и обязательными к применению во всех проектах, начатых разработкой после I/V-1981 г.

В первую очередь необходим раздел „Единых норм“ излагающий „порядок составления проектов жилых, общественных и промышленных сооружений“, ОСТ 4444 (второе издание 1982 г.), где в частности устанавливается перечень данных, необходимых для составления проекта¹. При проектировании водонапорных башен из указанных в „Единых нормах“ данных об участке застройки требуются следующие сведения: а) о грунтах (геологический разрез), б) об уровне грунтовых вод, в) о глубине промерзания, г) о направлении и силе ветров, д) о годовых колебаниях температур, е) об атмосферных осадках (снег), ж) о местных ценах на рабочую и строительные материалы; з) акт согласования с местными органами вопроса об отводе намечаемой под постройку территории и о разрешении строительства на ней данного вида сооружений.

Этот же раздел „Единых норм“ устанавливает разделение проекта на: 1) технический, выполняемый в масштабе 1/100—1/200, и 2) рабочий, выполняемый в масштабе 1/50 или для деталей отдельных конструкций в масштабе 1/20 и даже 1/10 с тем, чтобы по ним рабочие высшей квалификации могли выполнять элементы сооружения в натуре.

Далее, в „Основных расчетных положениях „Единых норм“, ОСТ 4534 (второе издание 1982 г.)², устанавливаются классы сооружений, причем водонапорные башни могут быть отнесены к сооружениям II класса.

В разделе „Единых норм“ „Внешние силы“, ОСТ 4535 (изд. 1982) указываются методы учета действующих на сооружение внешних сил, к которым должны быть отнесены: собственный вес рассчитываемых элементов, полезная нагрузка (для башен — давление воды, давление земли, нагрузка, создаваемая весом оборудования и передвижениями обслуживающего персонала), давление ветра и снега (т. е. зависящая от погоды) и т. д. Здесь приводятся расчетные формулы, таблицы, коэффициенты и тому подобный материал, облегчающий учет указанных выше внешних сил.

Следующий раздел „Единых норм“ — „Полезные нагрузки“, ОСТ 4536³ классифицирует нормы полезных нагрузок для расчета элементов различных сооружений, причем водонапорные башни

¹ В первом издании 1981 г. этот раздел „Единых норм“ имел обозначение — серия 0, № 1.

² В первом издании 1981 г. эти разделы „Единых норм“ имели обозначение — серия XI, 4 и серия XIV, 1, 2.

могут быть отнесены к § 7 раздел А как гидротехнические сооружения, что позволяет руководствоваться для них нормами НКПС впрямь до издания соответствующих „Единых норм“. В части элементов, общих для всех родов сооружений, при определении основных нагрузок следует пользоваться § 9 раздел Б.

Уместно заметить, что определение собственного веса элементов железобетонных конструкций может быть сделано по § 23 Т. У. и Н. для железобетонных сооружений, которые устанавливают:

Объемный вес бетона из гравия или щебня естественных пород	2200 кг/м³
Объемный вес железобетона при тех же условиях	2400 кг/м³

Наконец последний необходимый раздел „Единых норм“, имеющий название „Нормы для заложения оснований и фундаментов гражданских и промышленных зданий“, ОСТ 4543 (второе изд. 1932 г.) устанавливает необходимую глубину заложения этих элементов сооружений в зависимости от ряда факторов, как то: глубины промерзания, горизонта грунтовых вод, прочности грунта и т. д.

С вопросами непосредственного применения как „Т. У. и Н. для проектирования и возведения бетонных и железобетонных сооружений“, так и „Единых норм“ придется встретиться и более подробно ознакомиться в расчетной части книги; для общего же обзора указанных сведений вполне достаточно.

В заключение помимо рассмотренного материала, с которым должен быть знаком расчетчик-конструктор перед началом работы по проектированию железобетонной водонапорной башни, необходимо еще остановиться на стандарте условных обозначений в железобетоне, рекомендуемых к применению Иннорсом (Институтом норм и стандартов строительной промышленности) и приведенных в брошюре Иннорса под заглавием „Таблицы и номограммы для подбора сечений железобетонных конструкций“, М. 1932.

Таблица этих условных обозначений, целиком заимствованная из указанной брошюры, приводится в приложениях в конце данной книги. С ней необходимо ознакомиться, так как при заложении расчетной части книги все условные обозначения приняты по Иннорсу.

Кстати, упомянутая брошюра может быть использована в практике проектной работы для рационализации и облегчения расчетов по железобетону, что вообще рекомендуется § 19 Т. У. и Н. на железобетонные сооружения.

IV. ПРОЕКТИРОВАНИЕ И РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ РЕЗЕРВУАРОВ ВОДОНАПОРНЫХ БАШЕН.

Железобетонные резервуары водонапорных башен могут иметь довольно различные формы в зависимости главным образом от емкости резервуара и конструкции опорного корпуса башни.

Применяемые в практике современного строительства железобетонные резервуары водонапорных башен можно подразделить следующим образом:

А. Цилиндрические резервуары.

1. Цилиндрические резервуары со сферическим дном:

- а) без внутренних перегородок,
- б) с внутренней кольцевой перегородкой или с внутренним лазом.

2) Цилиндрические резервуары с плоским дном:

- а) дно в виде балочной плиты,
- б) дно в виде безбалочной плиты.

3. Цилиндрические резервуары с плоским дном, разделенные диаметральной перегородкой.

Б. Резервуары системы проф. Интце.

В. Прямоугольные резервуары.

1. Прямоугольные резервуары с плоским дном:

- а) дно в виде балочной плиты,
- б) дно в виде безбалочной плиты.

2. Прямоугольные резервуары с внутренней вертикальной перегородкой.

Области применения перечисленных типов резервуаров были указаны выше. Однако правильнее ограничиться общими замечаниями, что цилиндрические резервуары со сферическим дном целесообразны в пределах довольно широкого диапазона емкостей (от 150 до 1000 м³), цилиндрические резервуары с плоским дном применимы главным образом для малых объемов (от 50 до 400 м³), а резервуары системы Интце, наоборот, — для крупных объектов (от 1000 до 2000 м³). Особняком стоят прямоугольные резервуары, которые в силу своих конструктивных особенностей должны иметь плоское дно, что из экономических соображений ограничивает их применение малыми и средними объемами (от 50 до 600 м³).

Далее необходимо подробно остановиться на вопросах проектирования и расчета каждого из перечисленных типов железобетонных резервуаров.

А. ЦИЛИНДРИЧЕСКИЕ РЕЗЕРВУАРЫ.

Проектирование цилиндрического (и всякого вообще) резервуара заданной емкости необходимо начинать с установления соотношений между основными его геометрическими размерами, т. е. между полезной высотой слоя воды в резервуаре h и внутренним диаметром резервуара D .

Весьма широко распространено мнение, что для цилиндрических баков с плоским или со сферическим дном наиболее выгодным соотношением является $D = 2h$. Основанием этому служит теоретически вполне верный и простой математический вывод, исходящий из того, что всякий цилиндрический резервуар с плоским

днем можно рассматривать как тело вращения прямоугольного сечения. Из рис. 14 может быть найден смачиваемый периметр $p = x + 2y$ и площадь вращения $F = x \cdot y$, откуда $y = \frac{F}{x}$, и следовательно $p = x + \frac{2F}{x}$.

Для получения минимального объема, а следовательно и стоимости резервуара необходимо продифференцировать это уравнение и первую производную $\frac{dp}{dx}$ приравнять нулю.

Выполняя указанное, приводим уравнение к виду, удобному для дифференцирования; получим:

$$p = x + 2F \cdot x^{-1}.$$

Дифференцируя по dx , находим

$$\frac{dp}{dx} = 1 - 2Fx^{-2} = 1 - \frac{2F}{x^2}.$$

Приравнявая $\frac{dp}{dx} = 0$, имеем:

$$1 - \frac{2F}{x^2} = 0, \text{ откуда } \frac{2F}{x^2} = 1;$$

или $x^2 = 2F = 2x \cdot y$; следовательно $x = 2y$.

Так как $x = D$, $y = h$, то $D = 2h$.

При этих условиях $D = 1,316\sqrt[3]{W}$, где W — полезная емкость резервуара.

Если соотношение выражать через радиус резервуара и высоту стенки, то имеем $2r = 2h$, или $r = h$, а отношение $\frac{r}{h} = 1$.

Сделанный вывод можно распространить и на цилиндрический резервуар со сферическим днищем.

Однако подобное чисто математическое решение вопроса без учета основных технико-экономических факторов является совершенно недостаточным.

В частности вывод не учитывает влияния остальных составных элементов башни, т. е. опорного корпуса, шатра вокруг резервуара и нижнего основания башни, которые при комплексном технико-экономическом решении задачи определения отношения $\frac{r}{h}$, обеспечивающего наименьший объем железобетонной кладки, должны способствовать уменьшению размеров всего сооружения, а следовательно и резервуара в горизонтальной плоскости. Таким образом наимыгоднейшим технико-экономическим решением будет иное, при котором $\frac{r}{h} < 1$.

Личные исследования автора по этому вопросу в применении к башням на сплошном железобетонном цилиндрическом корпусе,

опубликованные впервые в 1932 г.¹ и с дополнениями приведенные далее в главе об экономике железобетонных башен, показывают, что отношение $\frac{r}{h}$ следует принимать в пределах от 0,5 до 0,76, причем меньшая величина относится к малоемким башням, а большая — к крупным объектам (до 1000 м³). Без особого удорожания в стоимости сооружения (до 5%) эти соотношения в зависимости от емкости резервуара можно повышать от 0,70 до 0,95; всякое же дальнейшее увеличение соотношения резко увеличивает стоимость башни.

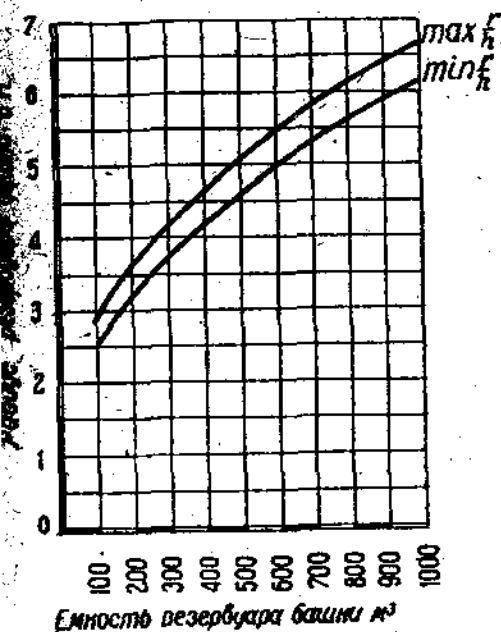


Рис. 15.

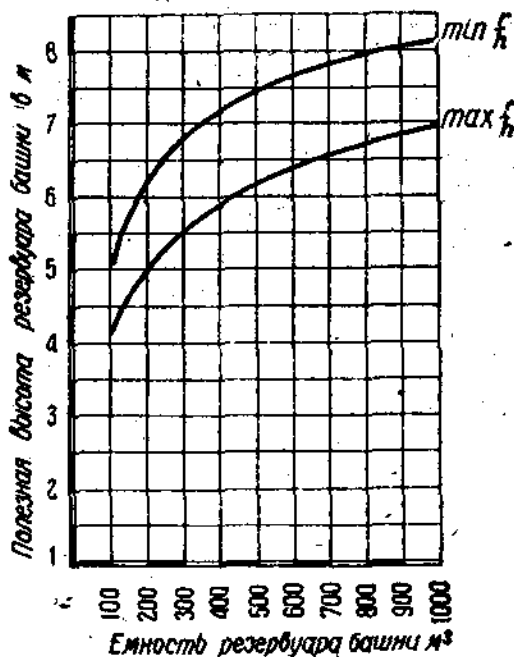


Рис. 16.

Для наглядного представления об изменении отношения $\frac{r}{h}$ в зависимости от емкости резервуара приведены небольшая табл. 1 и графики (рис. 15 и 16), представляющие результат довольно сложного математического исследования (см. гл. X), которое кстати показало, что отношение $\frac{r}{h}$ почти не изменяется в пределах одинаковой емкости резервуара при изменении высоты башни от 15 до 45 м. Ввиду этого можно считать приведенные в таблице значения $\frac{r}{h}$ практически применимыми для башен любой высоты.

¹ См. ниж. Кожанов, В. Ф., «Определение наиболее выгодного соотношения между элементами железобетонной водонапорной башни», «Санит. техника» № 3, 1932.

Таблица может быть рекомендована для пользования при выборе соотношений $\frac{r}{h}$ во всех случаях применения цилиндрических железобетонных баков на водонапорных башнях.

Таблица 1

Полезная емкость резервуара башни в м ³	Наивыгоднейшие отношения радиуса бака к полезной высоте		Абсолютные величины радиуса и высоты бака в м			
			При наименьшем r		При наибольшем r	
	Наименьшие $\frac{r}{h}$	Наибольшие $\frac{r}{h}$	r	h	r	h
100	0,50 ¹	0,70	2,50	5,10	2,80	4,10
150			2,90	5,70	3,25	4,55
200			3,20	6,25	3,55	5,10
250			3,40	6,90	3,85	5,35
300	0,51	0,75	3,70	7,00	4,15	5,60
350	0,51		3,95	7,15	4,40	5,75
400	0,56		4,20	7,25	4,65	5,90
500	0,60		4,60	7,55	5,05	6,15
600	0,64	0,85	5,00	7,65	5,45	6,45
750	0,69	0,90	5,50	7,90	6,00	6,65
1000	0,75	0,95	6,20	8,20	6,70	7,00

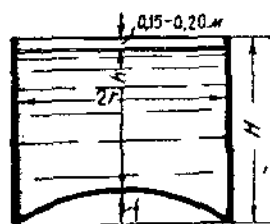


Рис. 17.

Рассмотрение табл. 1 показывает, что величина $\frac{r}{h}$ только для резервуаров крупных емкостей приближается к единице; для большинства же резервуаров обычных размеров отношение $\frac{r}{h}$ колеблется в пределах 0,5 — 0,8. При пользовании таблицей необходимо иметь в виду, что под полезной высотой резервуара следует понимать высоту стенок его от верха дна до нормального уровня воды (рис. 17).

1. Железобетонный цилиндрический резервуар с сферическим дном.

а) Без внутренних перегородок.

Этот тип бака является наиболее распространенным при устройстве железобетонных водонапорных башен (рис. 17).

Полезная емкость резервуара со сферическим дном определяется по формуле

$$W = \frac{\pi D^2}{4} H - \pi R^2 \left(R - \frac{1}{3} f \right),$$

¹ Теоретически получается от 0,4 до 0,5, но пользование отношениями $\frac{r}{h} < 0,5$ практически неудобно.

где D — диаметр цилиндрической части резервуара,
 h — полезная высота слоя воды в цилиндрической части резервуара,
 R — радиус кривизны дна,
 f — стрела дна.

Величина $R = \frac{4f^2 + D^2}{8f}$, причем обычно f — от 0,20 до 0,125 D .

Полная высота цилиндрической части резервуара

$$H = h + h_3 + f,$$

где $h_3 = 0,15 - 0,20$ м — запас, предусматриваемый на случай переполнения резервуара.

РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЦИЛИНДРИЧЕСКИХ СТЕНОК РЕЗЕРВУАРА.

Расчет стенок цилиндрических железобетонных резервуаров может производиться: 1) без учета связи стенок с дном, 2) с учетом заделки стенок в дно. Второй способ расчета, осуществляемый методом Reissner'a, является более сложным и применяется исключительно при расчете больших резервуаров, а также резервуаров, имеющих небольшую по сравнению с диаметром высоту¹. К резервуарам такого типа относятся главным образом подземные и полуподземные железобетонные резервуары, для которых обычно $\frac{D}{h} =$ от 2,5 до 5,0. Баки же водонапорных башен, как только что

указывалось в табл. 1, имеют соотношение $\frac{r}{h} = 0,5 - 0,75$, что соответствует $\frac{D}{h} = 1,0 - 1,5$, в силу чего расчет стенок таких баков можно вести без учета связи их с дном, т. е. с допущением, что все растягивающие усилия от давления воды воспринимаются горизонтальной кольцевой арматурой².

Условно разрезая стенки резервуара несколькими горизонтальными плоскостями на ряд горизонтальных колец (рис. 18), рассматриваем каждое из них в отдельности. Так как стенки бака водонапорной башни подвергаются только растягивающим напряжениям изнутри от давления воды, то рассматриваемые горизонтальные кольца будут испытывать также только растяжение.

Давление воды на 1 кв. единицу поверхности стенки резервуара на глубине H составляет:

$$p = \gamma H,$$

где γ — вес 1 куб. единицы воды.

¹ См. Dr F. Emperger, Handbuh für Eisenbetonbau, Die Lösung von Reissner — Lewe für dreieckförmigen Wandschnitt, Berlin 1923, русск. пер. Лахтина и Кашкарова, Железобетон, ч. 3, стр. 76 — 84, М., 1926. 2-е издание. Расчет стенок цилиндрических резервуаров с учетом сцепления их с дном.

² Желательна однако проверка стенок на изгиб в вертикальной плоскости на уровне дна резервуара, о чем см. ниже.

Следовательно для одного из горизонтальных колец высотой $h=1$, расстояние от середины высоты которого до поверхности воды в резервуаре равно H ; давление на 1 пог/м длины окружности кольца составит:

$$ph = \gamma H \cdot h.$$

Разрезав горизонтальное кольцо диаметральной плоскостью, можно найти равнодействующую всех радиальных давлений p , приложенных к одной половине кольца, равную:

$$P = p \cdot J \cdot 2r,$$

где r — радиус кольца.

Равнодействующая P направлена перпендикулярно к диаметральному разрезу кольца (рис. 19) и стремится вызвать разрыв кольцевой стенки по площади, равной 2ω , причем ω — площадь вертикального (меридионального) сечения кольца.

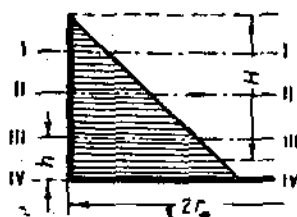


Рис. 18.

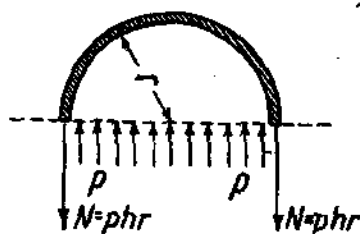


Рис. 19.

Усилие, приходящееся на площадь ω , в данном случае, т. е. для бака на башне, является растягивающим и составляет $N = phr$.

Усилие N должно восприниматься горизонтальной кольцевой арматурой, причем необходимая площадь сечения арматуры для рассчитываемого кольцевого пояса стенки составит:

$$f_{ac} = \frac{N}{\sigma_{ac}} = \frac{phr}{\sigma_{ac}}.$$

Толщина бетонной стенки резервуара определяется из условия, чтобы при совместной работе арматуры и бетона на растяжение напряжение бетона М-110 не превышало допустимой величины $\sigma'_s = 13 \text{ кг/см}^2$ (по § 83 Т. У. и Н).

При таком напряжении в бетоне растягивающее напряжение в арматуре выразится

$$\sigma_{ac} = m \cdot \sigma'_s,$$

где $m = \frac{E_{ac}}{E_s}$ — соотношение модулей упругости железа и бетона.

Так как по § 23 Т. У. и Н. отношение $\frac{E_{жс}}{E_{\delta}} = 15$, то растягивающее усилие, воспринимаемое арматурой с рабочей площадью $f_{жс}$, составит:

$$N^1 = f_{жс} \cdot 15 \cdot n'_{\delta}$$

а на долю бетона приходится

$$N - N^1 = N - f_{жс} \cdot 15 n'_{\delta}$$

Отсюда требуемая площадь сечения бетонной стенки

$$f_{\delta} = \frac{N - N^1}{n'_{\delta}} = \frac{N - f_{жс} \cdot 15 \cdot n'_{\delta}}{n'_{\delta}}$$

При расчете стенок резервуара необходимо растягивающие напряжения в бетоне обязательно доводить до величины, допускаемой Т. У. и Н., т. е. $n'_{\delta} = 13 \text{ кг/см}^2$, в целях уменьшения площади сечения арматуры, тем более, что полное использование в расчете допускаемых напряжений предусмотрено § 37 Т. У. и Н., запрещающим недонапряжение свыше 5%, неоправданное экономическими соображениями.

Вместе с тем нужно руководствоваться указанием § 26 Т. У. и Н., согласно которому в железобетонных конструкциях, испытывающих чистое растяжение с одновременным требованием непроницаемости (резервуары), все усилия воспринимаются железом без учета сопротивления растяжению бетона. При этом площадь сечения рабочей арматуры должна составлять от полной площади сечения не более нижеуказанных:

Для марок бетона	210	170	130	110	90
В %	2,6	2,1	1,5	1,2	1,0

Помимо горизонтальной кольцевой арматуры в стенках резервуара необходима еще и вертикальная арматура. Дело в том, что монолитное соединение стены с дном резервуара исключает возможность совершенно независимой работы стенок, как это было допущено в расчете, и значит может обусловить появление некоторых дополнительных деформаций.

Стержни вертикальной арматуры ставятся возле наружной поверхности стенок резервуара, а около дна на высоту не

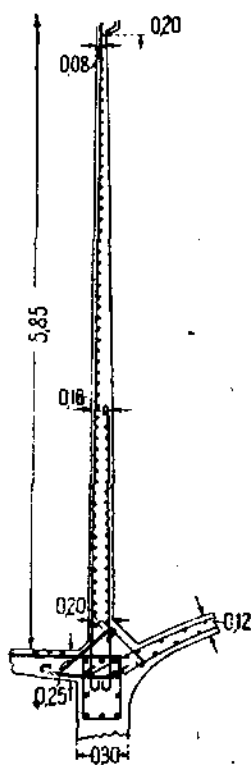


Рис. 20.

менее 0,25 — 0,30 h добавляются еще вертикальные стержни, размещаемые возле внутренней поверхности стенок в целях предотвращения увеличения угла между стенками и дном.

Армирование стенок резервуара показано на рис. 20.

При расчете вертикальная арматура не учитывается, а ставится в том же количестве, что и так называемая распределительная арматура в железобетонных плитах, т. е. в виде стержней 6—10 мм ($1/4$ — $3/8$ ") на расстоянии 20—25 см один от другого. Стержни эти посредством отоженной печной проволоки связываются с кольцевой арматурой в местах взаимного пересечения.

В больших цилиндрических железобетонных резервуарах, для которых $\frac{D}{h} < 1,5$, все-таки желательна проверка стенки на изгиб в вертикальной плоскости на уровне дна резервуара. Величина этого изгибающего момента, возникающего в стенке под влиянием жесткой связи с дном, определяется по методу Рейснера.

Прежде всего находим коэффициент

$$\mu = 1,315 \frac{h}{\sqrt{r \delta_u}},$$

где h — высота стенки резервуара,

r — радиус резервуара,

δ_u — толщина стенки на уровне дна.

$$\text{Тогда } M_u = -2\mu(\mu - 1) \frac{r^2 \delta_u^2}{12h} \cdot \gamma,$$

где M_u — изгибающий момент у нижнего края стенки,

$\gamma = 0,001$ — вес 1 см³ воды (если все размеры в см).

Необходимая площадь сечения арматуры в см²

$$f_{ac} = t \cdot b \sqrt{\frac{M}{b}},$$

$$\text{содержание арматуры } \Pi = \frac{f_{ac}}{bh'}$$

РАСЧЕТ СТЕН ЦИЛИНДРИЧЕСКИХ РЕЗЕРВУАРОВ С УЧЕТОМ ЗАДЕЛКИ СТЕНОК В ДНИЩЕ.

Для определения изгибающих моментов и кольцевых усилий в стенках кольцевых резервуаров существует несколько способов.

При давлении воды изнутри на стенки, жестко заделанные в днище, удлинение стенок по оси x и в радиальном направлении составит:

$$\Sigma_1 = \frac{\partial u}{\partial x} \text{ и } \Sigma_2 = \frac{\omega}{Q},$$

а соответствующие им усилия

$$S_x = \delta_{n_1} = \frac{E\delta}{1-\mu} (\Sigma_1 + \mu\Sigma_2) \text{ и } S_\varphi = \delta_{n_2} = \frac{E\delta}{1-\mu^2} (\Sigma_2 + \mu\Sigma_1),$$

причем x — расстояние сечения от уровня воды в резервуаре,

u — перемещение (деформация) по направлению x ,

ω — перемещение (деформация) по направлению радиуса r (считается положительной от центра внаружу),

Q — перерезывающая сила в горизонтальном сечении стенки,

δ — толщина стенки на глубине x ,

μ — постоянное Пуассона (изменяется от $1/10$ при нормальной нагрузке до $1/2$ при нагрузке около предельной),

S_x — вертикальное усилие на единицу длины окружности и на всю толщину стенки,

S_φ — кольцевое усилие на единицу длины и на всю высоту стенки (положительно при растяжении),

n_1 и n_2 — напряжения, соответствующие деформациям E_1 и E_2

$$M_x = \frac{E\delta^3}{12(1-\mu^2)} \cdot \frac{\partial^2 \omega}{\partial x^2},$$

где $\frac{\partial^2 \omega}{\partial x^2} = \rho$ — кривизна образующей, которая совпадала прежде с осью x .

Остальные деформации и усилия ввиду симметричности равны нулю.

Если пренебречь собственным весом и вертикальной нагрузкой стенок, то условие равновесия дает уравнение:

$$\frac{\partial S_x}{\partial x} = 0; \quad \frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{S_\varphi}{r} = \gamma x,$$

где $Q = \frac{\partial M_x}{\partial x}$, γ — удельный вес воды, r — радиус резервуара по оси стенки.

Откуда: $\frac{\partial u}{\partial x} + \mu \frac{\omega}{r} = 0$;

$$\frac{\partial^2}{\partial x^2} \left(\delta^3 \frac{\partial^2 \omega}{\partial x^2} \right) + \omega \delta \frac{12(1-\mu^2)}{r^2} = \frac{12(1-\mu^2)}{E} \gamma x. \quad (I)$$

Если обозначить $\xi = \frac{x}{h}$, то $x = \xi h$ и уравнение (I) примет вид

$$\frac{\partial^2}{\partial \xi^2} \left(\delta^3 \frac{\partial^2 \omega}{\partial \xi^2} \right) + \omega \delta \frac{12 h^4 (1 - \mu^2)}{\gamma^2} = \frac{12 h^5 (1 - \mu^2)}{E} \gamma \xi.$$

Вводя обозначения $k = \frac{12 h^4 (1 - \mu^2)}{\gamma^2 \delta_u^3}$, $\lambda = \frac{12 h^5 (1 - \mu^2)}{E \delta_u^3} \gamma$ в уравнение (I), имеем

$$\frac{\partial^2}{\partial \xi^2} \left(\delta^3 \frac{\partial^2 \omega}{\partial \xi^2} \right) + \omega \delta \delta_u^2 k = \lambda \delta_u^3 \xi.$$

Далее необходимо рассмотреть два случая: 1) когда толщина стенки постоянна, т. е. $\delta = \delta_u$, и 2) когда толщина стенки изменяется по прямой линии, т. е. $\delta = \xi \delta_u$.

1) В первом случае, т. е. при постоянной толщине стенки, уравнение (I) упрощается:

$$\frac{\partial^4 \omega}{\partial \xi^4} + k \omega = \lambda \xi. \quad (\text{II})$$

Продолжая довольно сложные преобразования и решая уравнение приемом, предложенным Мюллер-Бреслау¹, можно найти:

$$\text{кольцевое усилие } S = \frac{\omega \delta E}{r} = h r \gamma \left(\omega \frac{k}{\lambda} \frac{\delta}{\delta_u} \right), \quad (\text{III})$$

$$\text{изгибающий момент } M = E I \frac{\partial^2 \omega}{\partial x^2} = \frac{r^2 \gamma}{h} \frac{I_u}{F_u} \left(\frac{k}{\lambda} \frac{\partial^2 \omega}{\partial \xi^2} \frac{\delta^3}{\delta_u^3} \right). \quad (\text{IV})$$

Момент в стенке на уровне дна

$$M = \frac{r^2 \gamma}{h} \frac{I_u}{F_u} 2 (n - 1) n, \text{ причем } n = \sqrt[4]{\frac{k}{\lambda}}.$$

2) Во втором случае, т. е. при треугольной стенке, уравнение (I) получит вид $\frac{\partial^2}{\partial \xi^2} \left(\xi^3 \frac{\partial^2 \omega}{\partial \xi^2} \right) + \xi \omega = \lambda \xi$.

Решение этого уравнения дано Рейснером, а Лева вычислил таблицы¹ значений $\omega \frac{k}{\lambda} \frac{\delta}{\delta_u}$, необходимые для определения кольцевых усилий, и значений $\omega \frac{r^2 \gamma}{h} \frac{I_u}{F_u} 10^3$ — для определения изгибающих моментов при различных k от 10 до 10 000, причем результаты вычислений даны также и в виде диаграмм, которые здесь приводятся (рис. 21 и 22).

¹ См. Emperger, Handbuch für Eisenbetonbau, V Band, Berlin 1923.

Пример расчета по таблицам.

Цилиндрический башенный резервуар полезной емкостью 350 м³; $h=575$ см; $r=440$ см (стр. 30, табл. 1), $n'_c=13$ кг/см².

По Леве

$$n = 0,5 + \sqrt{\frac{n'_c \cdot h}{r^2 \cdot \gamma} + 0,25} = 0,5 + \sqrt{\frac{13 \cdot 575}{440^2 \cdot 0,001} + 0,25} = 0,5 + \sqrt{38,85} = 0,5 + 6,22 = 6,72.$$

$$\delta_u = 1,73 \frac{h^2}{rn^2} = 1,73 \frac{575^2}{440 \cdot 6,72^2} = 1,73 \cdot 16,65 = 28,8 \text{ см}.$$

Принято округленно $\delta_u = 30$ см; тогда действительное значение

$$n = 1,315 \sqrt{\frac{575}{440 \cdot 30}} = 6,57.$$

Далее по табл. „Кривые S_u “ (рис. 21), прочтя по оси абсцисс требуемое значение n и проведя ординату до пересечения с „линией для определения положения максимумов“, нужно провести горизонтальную прямую до пересечения с „линией максимумов“. Таким образом для рассматриваемого случая при $n=6,57$ $S_{\max}$ имеем место на глубине $x=0,86$ h и составляет $S_{\max} = h \gamma r \cdot 0,651$ подобным же образом по таблице „кривые M “ (рис. 22) $M_{\max}$ будет на глубине $x=0,765$ h и составит

$$M_{\max} = \frac{r^2 \delta_u^2 \gamma}{12 h} \cdot 16,2.$$

Чтобы от стенки прямоугольного сечения перейти к трапециoidalному сечению, нужно по таблице „Кривых S_u “ передвигать точку максимума S ближе к кривым для треугольных стенок; интерполяция производится таким образом не только по величине, но и по толщине стенки. Так, для кривых, нанесенных на диаграмме при $n=3,9764$, разница максимумов для треугольной и прямоугольной стенок составляет $0,518 - 0,464 = 0,054$; для $n=7,0712$ соответственно $0,700 - 0,673 = 0,027$; значит при $n=6,57$ разница выражается около

$$0,54 - \left[\left(\frac{0,054 - 0,027}{7,07 - 3,98} \right) \cdot (6,57 - 3,98) \right] = 0,313,$$

и для треугольной стенки максимальная ордината равнялась бы $0,651 + 0,03113 = 0,6823$, а толщина сечения стенки на уровне $S_{\max}$ составляла бы $0,86 \delta_u$. Для трапециoidalной стенки $S_{\max}$ будет выражаться промежуточным значением между $0,651$ и $0,6823$; если толщину стенки у верхнего края принять 10 см, то средняя толщина равняется $\frac{10 + 30}{2} = 20$ см $= 0,67 \delta_u$, а потому для определения $S_{\max}$ нужно добавить к $0,651$ не $0,0313$ (как для треугольной стенки

с толщиной $0,66 \delta_0$, а только $\frac{0,66}{0,67} \cdot 0,0318 = 0,995 \cdot 0,0318 \cdot 0,308$, и максимальная ордината будет:

$$0,651 + 0,0308 = 0,6818 \approx 0,682.$$

Подобным же методом на рис. 22 „Кривые M “ найдем коэффициент для момента у низа стенки равный $2n(n-1)$; наибольший момент уменьшается пропорционально $\frac{\delta^3}{\delta_0^3}$ причем δ — толщина трапециoidalной стенки в сечении, соответствующем $M_{\max}$ $\delta =$

$$= \delta_0 + (\delta_0 - \delta_0) \xi = 10 + (30 - 10) \cdot 0,765 = 25,3 \text{ см};$$

таким образом $16,2 \cdot \frac{25,3^3}{30^3} = 16,2 \cdot 0,598 = 9,69$.

Окончательные значения $S_{\max} = 0,682 \text{ м}$ $rh\gamma = 0,682 \cdot 440 \cdot 575 \cdot$

$\cdot 0,001 = 172,55 \text{ кг на 1 см высоты.}$

Момент у нижнего края стенки (плоскость заделки):

$$M_0 = 2n(n-1) \cdot \frac{r^2 \delta_0^2 \gamma}{nh} = 2 \cdot 6,57 (6,57 - 1) \frac{440^2 \cdot 30^2 \cdot 0,001}{12 \cdot 575} =$$

$$= 924,15 \text{ кг/см.}$$

Наибольший в сечении $x = 0,765 h$:

$$M_{\max} = 9,69 \cdot \frac{r^2 \delta_0^2 \gamma}{12 h} = 9,69 \frac{440^2 \cdot 25,3^2 \cdot 0,001}{12 \cdot 575} = 174,42 \text{ кг/см.}$$

При армировании стенок необходимо учитывать, что на высоте обычно в пределах от $0,12 h$ до $0,20 h$ над дном резервуара знак момента меняется (из отрицательного переходит в положительный).

РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО СФЕРИЧЕСКОГО ДНИЩА РЕЗЕРВУАРА.

Расчет сферического (шарового) днища является частным случаем общего метода расчета купольных перекрытий, который предложил Ренкин.

Рассекая купольное покрытие коническими поверхностями (рис. 23) нормально к образующим купола, можно разделить его на несколько элементарных колец.

Вводятся следующие обозначения:

x — расстояние от ключа купола до плоскости рассматриваемого горизонтального круга,

y — радиус какого-либо горизонтального круга,

β — угол наклона к горизонтальной касательной к осевой плоскости рассматриваемого горизонтального круга,

P_* — вес верхней части купола с полезной нагрузкой на нее, отсекаемой кругом.

Из рассмотрения рис. 23 следует:

$$\frac{dy}{dx} = \operatorname{ctg} \beta; \quad \frac{ds}{dx} = \frac{1}{\sin \beta},$$

причем ds — длина элемента осевой линии свода (дуги).

Переходя к рассмотрению условия равновесия сил, приложенных к горизонтальному кругу, находим, что нагрузка, приходящаяся на часть дуги $ds = 1$, составит

$$p_x = \frac{P_x}{2\pi y}.$$

Эту силу можно разложить на две составляющие:

p_x — горизонтальную, направленную по радиусу круга, и p_y — наклонную, лежащую в плоскости меридионального сечения купола и направленную вниз по касательной к образующей купола.

Таким образом:

$$\text{меридиональная сила } p_y = \frac{P_x}{2\pi y \sin \beta},$$

$$\text{горизонтальный распор } p_x = \frac{P_x \operatorname{ctg} \beta}{2\pi y}.$$

Сила p_y стремится прижать верхнюю часть купола к нижней, чем вызывает сжимающие усилия в конечных сечениях купола.

Рассматривая далее действие горизонтального распора, находим, что если по окружности параллельного круга, лежащего в верхней грани какого-либо кольцевого элемента купола высотой d , приложены силы p_x , то на единицу длины окружности круга, лежащего в нижней грани того же кольцевого элемента, приложены силы $p_x + dp_x$.

Разность этих сил вызывает в поперечном сечении кольца усилие:

$$y dp_x = \frac{1}{2\pi} d (P_x \cdot \operatorname{ctg} \beta).$$

Сжимающее усилие, воспринимаемое кольцевым элементом высотой $d_x = 1$, составит:

$$p_s = \frac{y dp_x}{ds} = \frac{1}{2\pi} \cdot \frac{(P_x \cdot \operatorname{ctg} \beta)}{ds}.$$

Эти выводы применимы к купольным покрытиям с различной формой образующей кривой при условии подстановки в приведенные формулы значений x , y и ds в зависимости от соответственных параметров; так например, при шаровом куполе $x = R (1 - \cos \beta)$; $y = R \sin \beta$; $ds = R d\beta$, где R — радиус кривизны сферического днаща.

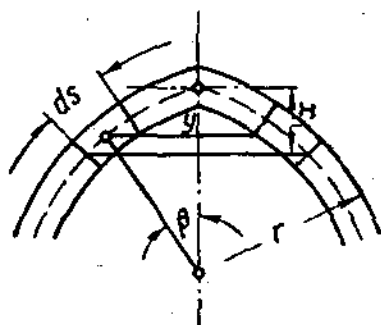


Рис. 23.

При коническом покрытии (рис. 24), которое для днища применяется крайне редко, но встретится еще при рассмотрении расчета и конструкций железобетонных шатров, имеем:

$$y = x \operatorname{ctg} \alpha; \quad ds = \frac{dx}{\sin \alpha},$$

причем α — угол наклона образующей конуса к горизонту.

В заключение следует отметить, что растягивающая сила $P_y = y p_x$, действующая в нижнем сечении купола (сферического днища), воспринимается опорным кольцом резервуара. Более подробно конструкция опорного кольца, воспринимающего также усилие от давления шатра, будет рассмотрена в главе о шатрах, здесь же необходимо указать, что при сферическом днище сила, растягивающая опорное кольцо, составляет

$$P_y = y p_x = y \cdot \frac{P_x \operatorname{ctg} \beta}{2 \pi y} = \frac{P_x}{2 \pi} \operatorname{ctg} \beta = \frac{P_x}{2 \pi} \cdot \frac{1}{\operatorname{tg} \alpha}.$$

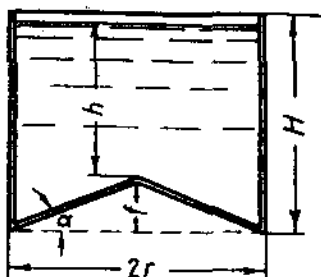


Рис. 24.

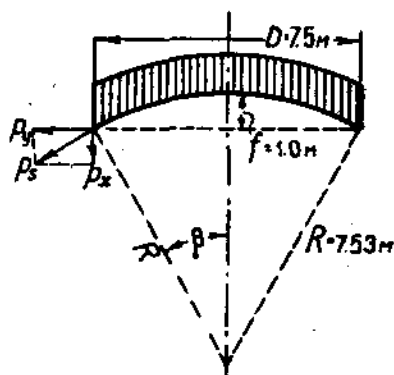


Рис. 25.

Если подставить указанные выше значения x , y и ds для шарового купола в уравнение $p_x = \frac{y dp_y}{ds}$, то оно может быть преобразовано в виде

$$p_x = \frac{P \sin \beta d \left(\frac{P_x \operatorname{ctg} \beta}{2 \pi R \sin \beta} \right)}{R d \beta} = \frac{1}{2 \pi R} \left(\frac{d P_x \operatorname{ctg} \beta}{d \beta} - \frac{P_x}{\sin^2 \beta} \right).$$

Так как $P_x = 2 \pi R x = 2 \pi R^2 (1 - \cos \beta)$,

то

$$\frac{d P_x}{d \beta} = 2 \pi R^2 \sin \beta.$$

Продолжая преобразование и обозначив интенсивность нагрузки через g , можно привести уравнение к виду

$$p_x = g R \frac{\cos^2 \beta + \cos \beta - 1}{\cos \beta + 1}.$$

$p_s = 0$, если $\cos^2 \beta + \cos \beta - 1 = 0$; это равенство может быть соблюдено лишь при $\cos \beta = 0,618$ или $\beta = 51^\circ 50'$. Таким образом, если угол при центре $\beta < 51^\circ 51'$, то в шаровом куполе имеют место только сжимающие напряжения.

Пример расчета сферического железобетонного днища для цилиндрического резервуара емкостью 250 м³ (рис. 25).

Диаметр резервуара $D = 7,5$ м; высота резервуара $H = 7,0$ м; стрела днища $f = 1,0$ м $= \frac{1}{7,5} D$. Полный объем воды в резервуаре при переполнении

$$W = \frac{\pi}{4} D^2 H - \pi f^2 (R - \frac{1}{3} f), \text{ причем } R = \frac{4f + D^2}{8f} = \frac{4 + 7,5^2}{8} = \frac{60,25}{8} = 7,53 \text{ м,}$$

где R — радиус кривизны сферического днища.

Следовательно $W = 0,785 \cdot 6,5^2 \cdot 7 - 3,14 \cdot 1 (7,53 - 0,33) = 309,09 - 22,6 = 286,49 \text{ м}^3 \approx 290 \text{ м}^3$, а вес воды в резервуаре $P_1 = 290 \text{ т}$.

Собственный вес днища P_2 при предполагаемой толщине $\delta_1 = 0,12$ м и слоя цементной штукатурки $\delta_2 = 0,01$ м составит

$$P_2 = [2\pi R^2 (1 - \cos \beta)] (\gamma_1 \delta_1 + \gamma_2 \delta_2),$$

где γ_1 — вес 1 куб. единицы железобетона,

γ_2 — вес 1 " " цементного слоя,

β — центральный угол сферы,

причем

$$\operatorname{tg} \beta = \frac{D/2}{R-f} = \frac{3,75}{7,53-1,0} = 0,574;$$

следовательно

$$\beta = 29^\circ 50'; \quad \cos \beta = 0,867,$$

т. е.

$$P_2 = 2 \cdot 3,14 \cdot 7,53^2 (1 - 0,867) 0,13 \cdot 2,4 = 355,0 \cdot 0,133 \cdot 0,312 = 14,7 \text{ т.}$$

Суммарная нагрузка на днище резервуара

$$P_x = P_1 + P_2 = 290 + 14,7 = 304,7 \text{ т.}$$

Меридиональная сила (в данном случае сжимающая, так как $\beta = 29^\circ 50' < 51^\circ 49'$).

$$p_s = \frac{P_x}{2\pi R \sin^2 \beta} = \frac{304,7}{2 \cdot 3,14 \cdot 7,53 \cdot 0,497^2} = \frac{304,7}{11,7} = 26,1 \text{ т}$$

или $p_s = 26100 \text{ кг}$.

Необходимая толщина днища

$$\delta_1 = \frac{26100}{100 \cdot 50} = 5,2 \text{ см} < 12 \text{ см.}$$

Потребное количество арматуры в количестве 0,5% от расчетного сечения бетонной стенки, составит:

$$f_{ж} = 0,005 \cdot 5,2 \cdot 100 = 3,6 \text{ см}^2.$$

Принято на 100 см ширины 8 стержней $\varnothing 8 \text{ мм}$:

$$f_{ж} = 3,92 \text{ см}^2 > 3,6 \text{ см}^2.$$

Радиальная арматура принята в количестве 0,2% от назначенного сечения бетонной стенки:

$$0,002 \cdot 12 \cdot 100 = 2,4 \text{ см}^2.$$

Ставится на 100 см также 8 стержней $\varnothing 8 \text{ мм}$:

$$f_{ж}' = 3,92 \text{ см}^2 > 2,4 \text{ см}^2.$$

Б Растягивающая сила в нижнем сечении купола, передаваемая на опорное кольцо резервуара

$$P_H = 2.8,14 \cdot \frac{304\,700}{0,574} = 84\,700 \text{ кн.}$$

Необходимая площадь сечения арматуры в опорном кольце (рис. 26)

$$f_{ж} = \frac{84\,700}{1\,250} = 67,7 \text{ см}^2.$$

Принято 9 стержней $\varnothing 1\frac{1}{4}$ " ($\sim 32 \text{ мм}$) $n_{ж} = 71,25 \text{ см}^2$.

Действующее напряжение

$$\sigma_{ж} = \frac{84\,700}{71,25} = 1190 \text{ кг/см}^2.$$

Кроме рассмотренных выше способов расчета может применяться интересный, но довольно сложный метод расчета цилиндрических резервуаров, предложенный проф. П. Пастернак¹ и инж. Сюзок². Этот

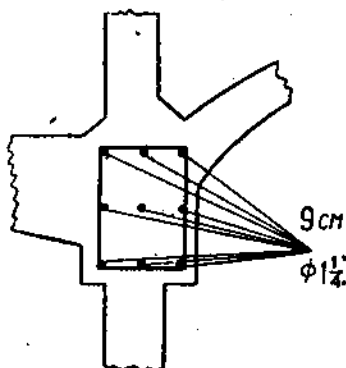


Рис. 26.

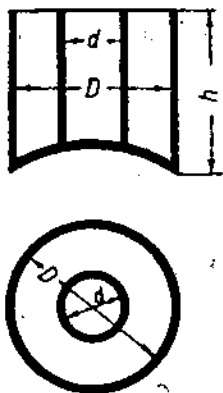


Рис. 27.

метод дает возможность расчета основных элементов резервуара (стенок, днища и опорного кольца) с учетом их конструктивной связи. В частности одновременно может быть учтена работа кольцевой консольной плиты, поддерживающей шатер и участвующей в восприятии силы горизонтального распора, передающегося от сферического днища резервуара, в случае если эта плита находится в плоскости, совпадающей с плоскостью опорного кольца резервуара. Учет работы консольной плиты на горизонтальный распор позволяет уменьшить сечение опорного кольца резервуара.

б) Железобетонный резервуар со сферическим днищем, с внутренней кольцевой перегородкой или внутренним лазом.

Наличие внутренней кольцевой перегородки и особенно лаза, не изменяя хода расчета наружных стенок и днища резервуара,

¹ Dr.-Ing. Pasternak P. Die praktische Berechnung Biegebeanspruchung in kreisrunden Behältern mit gewölbten Böden und Decken in lineal veränderlichen wandstärken, „Schweizere Bauzeitung“ 5, 12, 19/XI 1927 (Zürich).

² Dipl. Ing. Süzok Karl, Formeln zur praktischen Berechnung der Biegebeanspruchung in kreisrunden Behältern mit lineal veränderlichen Wandstärken, „Beton und Eisen“, Heft 24, Wien 1927.

вносит только некоторые дополнения, связанные с необходимостью определения усилий, возникающих в стенках перегородки или лаза, а также учета собственного веса этих элементов, передающегося на днище резервуара.

Следует отметить, что устройство внутренней кольцевой перегородки в целях разделения резервуара на два несообщающихся отделения (рис. 27) является, вообще говоря, не рациональным, так как заполнение бака водой различного качественного состава, — например питьевой (очищенной) и технической (неочищенной),

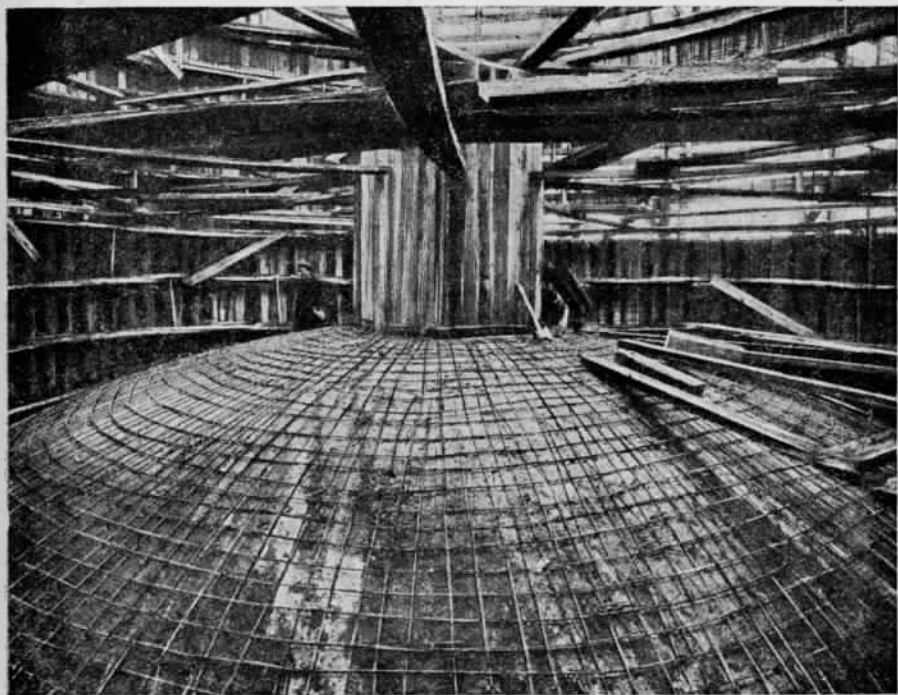


Рис. 28.

хотя бы и в разных, но смежных отделениях, — в санитарном отношении не может быть рекомендовано из опасений смешивания воды в случае появления трещин во внутренней стенке. Кроме того внутренняя кольцевая перегородка подвергается действию растягивающих усилий, возникающих от давления внутреннего объема воды, при отсутствии воды в окружающем его наружном кольцевом отделении резервуара, что конечно необходимо учитывать при расчете перегородки и что вызывает необходимость в придании внутренней стенке должной толщины и вооруженности арматурой. В конечном счете это ведет к увеличению веса и стоимости резервуара и самой башни.

Внутренний лаз представляет собою в сущности ту же кольцевую стенку, но значительно меньшего внутреннего диаметра — порядка 1,30—1,50 м, проходящую в виде вертикальной железо-

бетонной трубы через весь резервуар по его высоте. Стенки лаза не требуют значительного вооружения арматурой в силу благоприятных статических условий своей работы под действием только сжимающих усилий от давления воды, окружающей лаза, т. е. заполняющей кольцевое пространство между внешними стенками резервуара и стенками лаза. При устройстве внутреннего лаза днище резервуара, естественно, должно иметь посредине круглое отверстие того же диаметра, что и лаза.

На рис. 28 дана фотография, изображающая армирование сферического днища цилиндрического железобетонного резервуара, в центральной части которого размещена опалубка внутреннего лаза в виде вертикальной трубы.

Расчет стенок внутренней кольцевой перегородки резервуара должен производиться на два разных случая ее работы: 1) для давления воды на перегородку, передающегося из внутреннего отделения резервуара при отсутствии заполнения водой наружного отделения, и 2) для давления воды на перегородку от наружного отделения резервуара при незаполненном водой внутреннем отделении.

Способ расчета для первого из этих случаев ничем не отличается от изложенного уже метода расчета железобетонных стенок цилиндрического резервуара. Равным образом определяется давление воды на перегородку и снаружи с той лишь разницей, что вызываемое им усилие будет другого знака, т. е. не растягивающим, а сжимающим, ввиду чего все усилие может быть воспринято бетонной стенкой, армирование же производится около внутренней поверхности перегородки по конструктивным соображениям в минимальных пределах — 0,3—0,5% от расчетного сечения бетонной стенки. Кроме того следует проверить внутренний лаза на устойчивость при сжатии.

Учет собственного веса железобетонной внутренней перегородки или веса железобетонных стенок лаза, передающихся на сферическое днище резервуара, также не представляет затруднений и заключается в прибавлении собственного веса этих стенок к общей величине полезной нагрузки P_x . Для резервуаров средней емкости порядка 250—500 м³ отношение веса шахты лаза ко всей нагрузке, включая вес воды, составляет всего лишь (как показали расчеты) около 1/70 P_x , т. е. менее 2%, следовательно никакого практического влияния на увеличение толщины днища вес стенок лаза не оказывает. В то же время по отношению к весу самого резервуара (без воды) вес стенок лаза оказывается уже довольно значительным, составляя для резервуаров емкостью 500 м³ около 24,5%, а при емкости 250 м³ — даже 30%, достигая в малых резервуарах весьма большой доли общего веса. Поэтому устройство лазов в резервуарах емкостью менее 150—200 м³ является невыгодным.

Еще хуже в этом направлении обстоит дело с внутренними кольцевыми перегородками, имеющими назначение разделять резервуар на два самостоятельных отделения; вес их значительно больше и для резервуаров средней емкости может достигать 60—70% собственного веса резервуара. Тем не менее влияние веса перегородок на увеличение суммарной нагрузки на днище остается до-

вольно незначительным, составляя лишь около $1/30$ — $1/40 P$, или примерно около $2,5$ — $3,5\%$.

По аналогии с заключением о целесообразности лазов следует призвать, что устройство внутренних кольцевых перегородок в резервуарах емкостью менее 300 — 400 м^3 рекомендовать нельзя.

Кроме кольцевых перегородок в резервуарах со сферическим днищем никаких других внутренних стенок, например диаметральных, как правило, не устраивается ввиду неудобства сопряжения их со сферическим днищем.

2) Железобетонные резервуары с плоским днищем.

Плоское днище цилиндрического резервуара может быть осуществлено различными способами, из которых необходимо указать на следующие конструктивные системы днища:

- 1) в виде круглой тонкой плиты, заделанной по всему контуру,
- 2) в виде плоской плиты, опертой по всей поверхности на ребристое (кессонного типа) перекрытие,
- 3) в виде безбалочного покрытия.

а) Днище в виде тонкой круглой плиты относится к категории круглых пластинок, исследование деформаций и напряжений которых построено на предположках и выводах теории упругости. Они состоят из условий равновесия напряжений, возникающих в бесконечно-малом элементе, и закона Гука, подтвержденного опытами. Исходя из указанных положений, напряжения рассматриваются как функции деформаций упругой системы. Выводы могут быть упрощены для пластинок, имеющих незначительную толщину по сравнению с остальными размерами.

Однако это условие ограничивает область применения таких плит толщинами порядка $\delta = 8$ — 12 см , что дает при $\delta = 1/40 l$ пролет около 4 — 5 м , ввиду чего подобные днища могут устраиваться только в очень небольших резервуарах емкостью не выше 100 м^3 .

Как общий недостаток всех плоских днищ в виде тонкой плиты следует отметить трудность придания им должной водонепроницаемости, что объясняется условиями работы таких плит (не на сжатие, а на растяжение).

В практике нашего современного строительства днища подобного типа едва ли могут встретиться, так как для башен с емкостью резервуаров менее 100 м^3 применение железобетона следует ограничить минимальной высотой башни 35 — 40 м .

б) Днище в виде плоской плиты, опертой по всей поверхности на ребристое перекрытие. В башнях, имеющих опорный корпус из 6 или 8 колонн и резервуар с плоским днищем, передача давления последнего на колонны может быть осуществлена посредством устройства ребристого перекрытия, непосредственно опирающегося на колонны своими ребрами, с горизонтальным заполнением между ними из плоских железобетонных плит, заделанных по внешнему контуру в верхнюю обвязку колонн (рис. 29).

При наличии перекрытия такой конструкции плоское днище резервуара может опираться на него по своей нижней поверхности, причем между днищем резервуара и поддерживающим его перекрытием устраивается изолирующая прослойка.

Поддерживающее резервуар снизу ребристое перекрытие, балки (ребра) которого взаимно пересекаются (рис. 30), относится к типу так называемых кессонных перекрытий и должно быть рассчитано из условий равенства прогибов в точках пересечения.

Расчет таких перекрытий будет рассмотрен далее попутно с расчетом опорного корпуса башни и другими типами междуэтажных перекрытий; здесь же следует отметить, что подобная конструкция позволяет перекрывать пролеты около 8—9 м в свету и допускает установку на перекрытии резервуаров емкостью до 400—500 м³.

в) Днище в виде безбалочного покрытия может быть устроено для резервуаров тех башен, опорный корпус которых

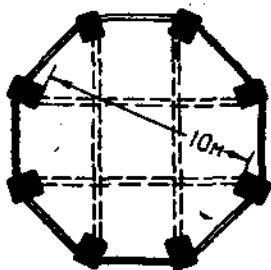


Рис. 29.

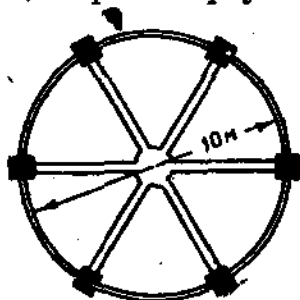


Рис. 30.

состоит из вертикальных колонн. Особенность подобной конструкции заключается в том, что колонны башни не имеют в верхней части ригелей или обвязок, а непосредственно поддерживают покрытие, являющееся вместе с тем и днищем резервуара. Другая особенность такой башни состоит в наличии дополнительной средней колонны, пустотелой, служащей для поддержания центральной части резервуара и одновременно для прохода внутри нее лестницы.

Днище резервуара рассматриваемого типа башни представляет собою безбалочное покрытие в виде круга, подразделенного на 6 или 8 малых кругов соответственно числу внешних колонн.

Статический расчет такой конструкции может быть произведен на основе упоминавшегося уже принципа круглой пластинки, впервые примененного германским инженером Леве для расчета безбалочных покрытий. Метод, предложенный Леве, допускает замену квадратной плиты равновеликой ей круглой плитой, подпертой в центре и нагруженной по контуру моментами — радиальными M_r и тангенциальными M_t (действующими по касательной), которые обеспечивают горизонтальное положение касательных к изогнутой поверхности. Получаемые при этом значения являются для пролетных моментов и моментов в середине между колоннами лишь грубо приближенными, но сопоставление значений, определявшихся

для точек, лежащих возле колонн, с величинами точно вычисленными показывается, что опорные моменты и прогибы вблизи колонн могут быть определены посредством задачи круглой пластинки в пределах точности вычислений на счетной линейке.

Для рассматриваемого железобетонного дна резервуара в виде безбалочного покрытия типичной конструкцией будет круглая плита со сплошной нагрузкой сверху, подпертая снизу по площади маленького круга, concentричного плите (рис. 31).

Подробно разбирая аналогичный случай в своей книге, инж. Леви¹ приходит к выводу, что и напряжения в безбалочном покрытии вблизи колонн в пределах точности счетной линейки соответствуют напряжениям в круглой плите, равновеликой по площади.

В заключение следует отметить, что тип безбалочного покрытия, получивший самое широкое распространение в целом ряде производственных сооружений (например холодильников и др.), едва ли представляется достаточно целесообразным при

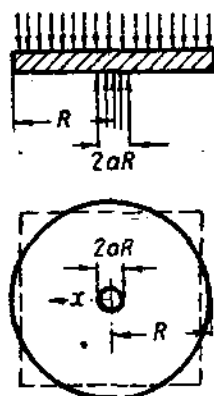


Рис. 31.

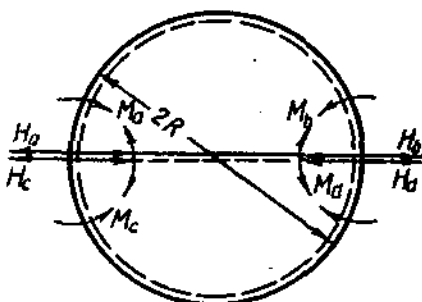


Рис. 32.

устройстве дна башенных резервуаров. Как на один из отрицательных факторов следует указать на сложность армирования подобного перекрытия, особенно резко сказывающуюся при малом фронте работ, неизбежном при возведении железобетонных водонапорных башен.

Этим объясняется незначительное распространение подобного типа башен в строительной практике. В частности ни одного примера осуществления таких башен в СССР автору неизвестно. Из заграничных башен может быть названа водонапорная башня Акд. о-ва „Explosia“ в Семтине (Богемия) с резервуаром емкостью 600 м³, постройки 1924 г., краткое описание которой было дано ранее.

г) Резервуары, разделенные диаметральной перегородкой. Внутренняя диаметральной перегородка иногда устраивается в башенном цилиндрическом резервуаре с целью разделения его на два самостоятельных отделения. Однако заполнение обоих таких смежных отделений водою разного качественного состава по санитарным соображениям не допускается, в силу чего

¹ См. Д. Леви, Безбалочные покрытия, М. 1931.

роль перегородки сводится к обеспечению возможности осмотра и ремонта резервуара без перерыва в работе водонапорной башни.

Между тем введение внутренней диаметральной перегородки вызывает некоторое усложнение конструкции резервуара, связанное с ухудшением статических условий работы такой системы.

В самом деле, при заполнении одного только из отделений резервуара возникают дополнительные угловые моменты в месте сопряжения перегородки со стенками резервуара.

Рассматривая условия работы железобетонного цилиндрического резервуара с внутренней диаметральной перегородкой, напомним, что подобная конструктивная система имеет шесть лишних неизвестных. При учете симметрии число лишних неизвестных уменьшается до четырех (рис. 32).

Для определения неизвестных применяем метод преобразования нагрузок¹.

При симметричном нагружении лишние неизвестные:

$$X_1 = \frac{8pr \frac{I_c}{F_c}}{r(\pi^2 - 8) + \frac{I_c}{F_c} \cdot \frac{\pi^2}{r} + \frac{I_c}{F_c} 8 \frac{\pi}{r}}, \quad (a)$$

$$X_2 = \frac{4pr \frac{I_c}{F_c}}{r(\pi^2 - 8) + \frac{I_c}{F_c} \cdot \frac{\pi^2}{r} + \frac{I_c}{F_c} 8 \frac{\pi}{r}}. \quad (б)$$

При антисимметричном нагружении:

$$X_2 = pr \frac{\frac{4}{3} \pi \frac{I_c}{I_s} \left(r^2 + \frac{I_c}{F_c} \right) + 8 \frac{I_c}{F_c}}{\pi \left(4 \frac{I_c}{I_s} + \pi \right) \left(r + \frac{1}{r} \frac{I_c}{F_c} \right) - 8r}, \quad (в)$$

$$X_4 = 4pr \frac{\frac{I_c}{F_c} \left(4 \frac{I_c}{I_s} + \pi \right) + \frac{4}{3} r^2 \frac{I_c}{I_s}}{\pi \left(4 \frac{I_c}{I_s} + \pi \right) \left(r + \frac{1}{r} \frac{I_c}{F_c} \right) - 8r}. \quad (г)$$

Для сечений на уровне дна резервуара моменты инерции (обычно в м⁴):

а) цилиндрической стенки резервуара $I_c = \frac{bh^3}{12}$,

б) внутренней перегородки $I_s = \frac{bh_1^3}{12}$,

где h — толщина цилиндрической стенки в м,

h_1 — толщина перегородки в м,

$b = 1$ м — расчетная ширина.

¹ См. Германский бетонный союз, ч. 2. Статика железобетонных сооружений, Мавна, 1928.

Площади сечения в м^2 :

а) стенки цилиндрического резервуара $F_s = \pi r$,

б) стенки внутренней перегородки $F_s = b h_1$.

Кроме того

r — внутренний радиус резервуара в м ,

p — давление воды в $\text{т}/\text{м}^2$.

Условия работы цилиндрического резервуара с внутренней перегородкой зависят от характера его загрузки (рис. 33).

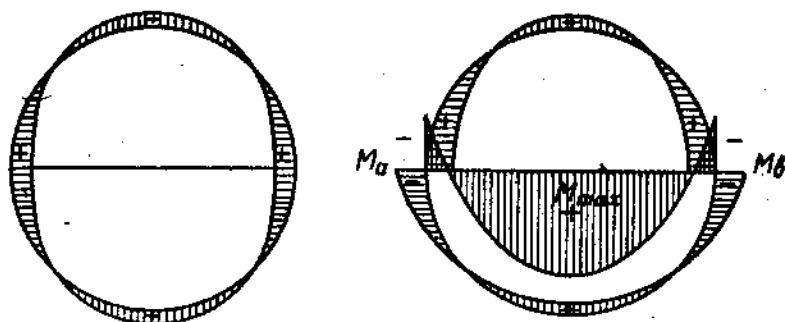


Рис. 33.

1. При заполнении обеих половин имеем:

Угловые моменты в т.м

$$M_a = M_b = M_c = M_d = X_1.$$

Продольная сила в т

$$H_a = H_b = H_c = H_d = \frac{X_2}{r}.$$

Изгибающий момент внутренней стенки

$$M = 0.$$

2. При заполнении одного отделения резервуара (другое отделение — порожнее).

Угловые моменты в т.м :

$$M_a = M_b = \frac{X_1 + X_2}{2},$$

$$M_c = M_d = \frac{X_1 - X_2}{2}.$$

Продольная сила в т :

$$H_a = H_b = \frac{X_3 + X_4}{2r},$$

$$H_c = H_d = \frac{X_3 - X_4}{2r}.$$

Момент, изгибающий внутреннюю стенку:

$$M_{\max} = \frac{p b^3}{8} - M_c = \frac{p l^3}{8} - M_c.$$

Подбор арматуры в углах производится по угловому моменту M_u или M_y , причем площадь железа $f_{ac} = 0,262 b \sqrt{\frac{M_u}{b}}$, где M_u в кг.м, $b = 1$ м. Толщина стенки $h = h' + a$, причем $h' = 0,349 \sqrt{\frac{M_u}{b}}$ (см. „Таблицы и номограммы для подбора сечений железобетонных конструкций“, изд. Иннорс М. 1932, откуда взяты значения коэффициентов для бетона марки М-110).

Пример. Железобетонный цилиндрический резервуар емкостью 300 м³ имеет внутреннюю диаметрально перегородку. Размеры резервуара: $d = 8$ м, $h = 6$ м, при толщине цилиндрической стенки в нижнем сечении $\delta_c = 0,15$ м.

Задаваясь толщиной перегородки $\delta_z = 0,25$ м, определим лишние неизвестные X_1 , X_2 , X_3 и X_4 и найдем изгибающие моменты.

Для сечения на уровне днища моменты инерции:

$$I_c = \frac{0,15^3 \cdot 1,0}{12} = 0,0028 \text{ м}^4,$$

$$I_z = \frac{0,25^3 \cdot 1,0}{12} = 0,0013 \text{ м}^4.$$

Площади сечений:

$$F_c = 0,15 \cdot 1,0 = 0,15 \text{ м}^2,$$

$$F_z = 0,25 \cdot 1,0 = 0,25 \text{ м}^2.$$

Величины отношений:

$$\frac{I_c}{I_z} = \frac{0,0028}{0,0013} = 0,215,$$

$$\frac{I_c}{F_c} = \frac{0,0028}{0,15} = 0,00187 \text{ м}^2,$$

$$\frac{I_c}{F_z} = \frac{0,0028}{0,25} = 0,00112 \text{ м}^2,$$

$$r = 4 \text{ м}, p = \gamma h = 6 \text{ м/м}.$$

Значения лишних неизвестных:

$$X_1 = 8p \cdot 4 \cdot \frac{0,00187}{4(9,86 - 8) + 0,00187 \frac{9,86}{4} + 0,00112 \frac{25,13}{4}} = 32p \cdot \frac{0,00187}{7,4518} = 32p \cdot 0,0025 = 0,008 \cdot 6 = 0,048 \text{ м.м.}$$

$$X_2 = p \cdot 4 \cdot \frac{4,187 \cdot 0,215(16 + 0,00187) + 8 \cdot 0,00187}{3,14(4 \cdot 0,215 + 3,14) \left(4 + \frac{0,00187}{4}\right) - 8 \cdot 4,0} = p \cdot 4 \cdot \frac{14,515}{18,1} = p \cdot 4 \cdot 0,803 = 3,21 \cdot 6 = 19,2 \text{ м.м.}$$

$$X_3 = 4p \cdot 4 \cdot \frac{3,14 \cdot 0,00187}{4(9,86 - 8) + 0,00187 \frac{9,86}{4} + 0,00112 \frac{25,13}{4}} = 16p \cdot \frac{0,0058}{7,4512} = 16p \cdot 0,0008 = 0,0208 = 0,125 \text{ м.м.}$$

$$X_4 = 4p \cdot 4 \cdot \frac{0,00187(4 \cdot 0,215 + 3,14) + 1,33 \cdot 16 \cdot 0,215}{3,14(4 \cdot 0,215 + 3,14) \left(4 + \frac{0,00187}{4}\right) - 8 \cdot 4,0} = p \cdot 16 \cdot \frac{4,5875}{18,9} = 16p \cdot 0,255 = 4,07 \cdot 6 = 24,42 \text{ м.м.}$$

При заполнении обеих половин резервуара.
Угловые моменты:

$$M_a = M_b = M_c = M_d = X_1 = +0,048 \text{ т.м.}$$

Продольная сила:

$$H_a = H_b = H_c = H_d = \frac{X_3}{r} = \frac{0,125}{4} = 0,031 \text{ т.}$$

Изгибающий момент внутренней стенки

$$M = 0.$$

При заполнении одной части.

Угловые моменты:

$$M_a = M_b = \frac{X_1 + X_2}{2} = \frac{0,048 + 19,2}{2} = 9,624 \text{ т.м.}$$

$$M_c = M_d = \frac{X_1 - X_2}{2} = \frac{0,048 - 19,2}{2} = -9,576 \text{ т.м.}$$

Продольная сила:

$$H_a = H_b = \frac{X_3 + X_4}{2r} = \frac{0,125 + 24,42}{2,4} = \frac{24,545}{8} = 3,068 \text{ т.}$$

$$H_c = H_d = -\frac{X_3 + X_4}{2r} = -3,068 \text{ т.}$$

Другой метод расчета цилиндрических резервуаров с диаметральной внутренней перегородкой, рекомендуемый Emperger'ом (см. „Handbuch für Eisenbetonbau“), заключается в следующем. В месте заделки перегородки в стенки резервуара действуют момент X , поперечная сила Y и продольная сила S (рис. 34).

При этом $S = rp$, величины же X и Y являются лишними неизвестными.

Изгибающие моменты могут быть выражены следующим образом:

а) в кольцевой стенке заполненной части резервуара

$$M_\varphi = -X + Yr \sin \varphi + Sr(1 - \cos \varphi) - p(r \sin \varphi)^2 \frac{1}{2} - pr^2(1 - \cos \varphi)^2 \frac{1}{2},$$

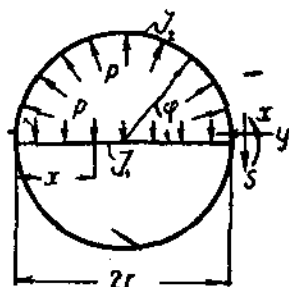


Рис. 34.

б) в кольцевой стенке незаполненной части резервуара

$$M = Z,$$

в) во внутренней вертикальной перегородке

$$M_x = prx - p \frac{x^2}{2} - (X - Z).$$

Продольные силы:

а) для заполненной части резервуара

$$N_\varphi = S \cos \varphi - Y \sin \varphi + pr \sin^2 \varphi - pr(1 - \cos \varphi) \cos \varphi,$$

б) во внутренней стенке

$$N_x = Y.$$

Решение по теореме Кастiglьяно дает для лишних неизвестных величины:

$$Xr(k\pi + 2) - Yr^2 2k - Zr^2 - \frac{2}{3}pr^3 = 0,$$

$$X \frac{2r^2}{I_2} + Y \left(\frac{2r}{F_1} + \frac{r\pi}{2F_1} - \frac{r^2\pi}{2I_2} \right) + pr^2 \left(-\frac{2}{F_2} \right) = 0,$$

$$X(-2r) + Zr(k\pi + 2) + \frac{2pr^3}{3} = 0,$$

где $k = \frac{I_1}{I_2}$ — отношение моментов инерции.

Так как внутренняя стенка подвержена изгибу и вследствие этого получает большие по сравнению с кольцевыми стенками поперечные размеры, можно с грубым приближением считать, что I_1 значительно превышает I_2 , и поэтому

$$I_1 = k = \infty.$$

Тогда $Z = 0$ и уравнения лишних неизвестных переписуются так:

$$Y = pr \frac{\frac{2}{F_2}}{\frac{2}{F_1} + \frac{\pi}{2F_2} + \frac{r^2}{I_2} \left(\frac{4}{\pi} - \frac{\pi}{2} \right)}; \quad X = Y \frac{2r}{\pi}.$$

Если же, как это бывает обычно, величина отношения $\frac{r^2}{I_2}$ значительно превышает другие слагаемые, то оба выражения для X и Y могут быть еще более упрощены и составят:

$$\text{для поперечной силы } Y \approx 6,7 pr \cdot \frac{I_2}{F_2 r^2},$$

$$\text{для углового момента } X \approx 4,3 p \cdot \frac{I_2}{F_2}.$$

Беря для примера уже рассмотренный выше цилиндрический резервуар с внутренней перегородкой, имеющий емкость 300 м³ и основные размеры $d = 8$ м, $h = 6$ м, $\delta_1 = 0,15$ м, $\delta_2 = 0,25$ м, получим:

$$Y = 6,7 \cdot 6 \cdot 4 \cdot 0,00187 \cdot \frac{1}{16} \approx 0,02 \text{ т.}$$

$$X = 4,3 \cdot 6 \cdot 0,00187 = 0,048 \text{ т.м.}$$

Сравнивая этот результат с величиной момента, уже полученного по точному расчету, находим, что значения моментов в обоих случаях расчета совпадают.

Б. РЕЗЕРВУАРЫ СИСТЕМЫ ИНТЦЕ.

Стенки железобетонных резервуаров системы Интце являются цилиндрическими радиусом равным r и высотой равной h_1 , днище же резервуара состоит из конической части высотой равной h_2 , и вогнутого сферического купола радиусом сферы равным r_1 и стрелой подъема равной γ .

В месте соединения конической части днища со сферической его частью находится опорное кольцо резервуара диаметром равным $2r_1$. Полная высота резервуара $h = h_1 + h_2$ (рис. 35).

Главное достоинство резервуаров системы Интце заключается в том, что при некотором соотношении их геометрических размеров можно достигнуть устранения или во всяком случае значительного уменьшения горизонтального распора, передающегося от

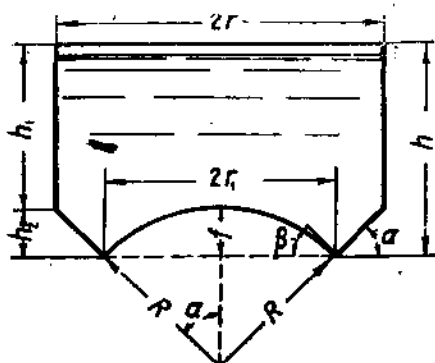


Рис. 35.

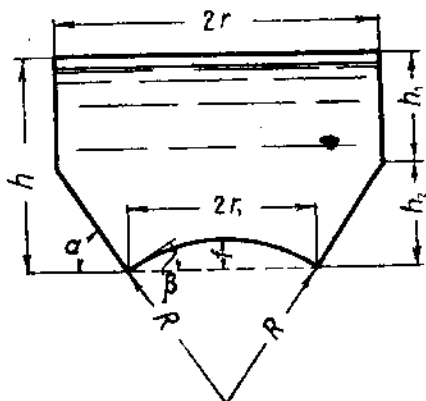


Рис. 36.

сферической части днища. В обычных железобетонных цилиндрических резервуарах со сферическим днищем горизонтальный распор воспринимается опорным железобетонным кольцом, сечение которого при большой емкости бака получается слишком тяжелым.

Устройство резервуаров системы Интце позволяет давление, передающееся на опорный корпус башни, привести к одним только вертикальным силам, что в известной мере разгружает опорное кольцо резервуара.

Рассмотрим аналитически возможность создания подобных условий работы резервуара системы Интце.

Величина горизонтальной силы на единицу длины окружности опорного кольца составит

$$\frac{\gamma}{\pi r_1} (W_1 \operatorname{ctg} \beta - W_2 \operatorname{ctg} \alpha),$$

где γ — вес 1 м³ воды,

W_1 — объем воды над сферической частью днища резервуара,

W_2 — объем воды над конической частью днища резервуара.

Таким образом

$$W_1 + W_2 = W,$$

где W — полный объем воды в резервуаре.

Условие, при котором горизонтальная сила равна нулю:

$$W_1 \operatorname{ctg} \beta = W_2 \operatorname{ctg} \alpha,$$

но

$$W_1 = \pi r_1^2 h - \pi f^2 \left(R - \frac{f}{3} \right),$$

$$W_2 = \left(h - \frac{h_1}{2} \right) (r - r_1) 2\pi \left(r_1 + \frac{h + 2(h - h_1)}{h + (h - h_1)} \cdot \frac{r - r_1}{3} \right).$$

Путем подстановки значений W_1 и W_2 и ряда несложных преобразований можно получить равенство

$$3 r_1^2 h - f^2 (3 R - f) \operatorname{ctg} \beta = (r - r_1) [3 h (r + r_1) \operatorname{ctg} \alpha - (2r + r_1)(r - r_1)].$$

Для выполнения этого условия вне зависимости от h_1 необходимо, чтобы:

$$r_1^2 \operatorname{ctg} \beta = (r^2 - r_1^2) \operatorname{ctg} \alpha$$

и

$$R^2 = r^2 \frac{\cos \alpha}{\sin \beta \cdot \sin (\alpha + \beta)}.$$

При $\alpha + \beta = 90^\circ$ имеем:

$$R^2 \sin^2 \beta - \operatorname{ctg} \beta = r^2 - R^2 \sin^2 \beta \cdot \operatorname{tg} \beta,$$

т. е. $R = r$.

В целях осуществления этого условия при конструировании резервуаров системы Иятце придают определенные величины углам α и β и соотношению $\frac{r}{h}$.

Чаще всего принимается (рис. 35)

$\alpha = \beta = 45^\circ$; $h = r$, что дает $\frac{r}{h} = 1,0$, или $\alpha = \beta = 45^\circ$; но при величине $h = 1,5 r$,

т. е. $\frac{r}{h} = 0,667$ (что более целесообразно для резервуаров меньшей емкости).

При этих условиях: радиус кривизны сферического днища

$$R = r = r_1 \sqrt{2} = 1,414 r_1,$$

Стрела подъема днища

$$f = R - r_1 = r_1 \sqrt{2} - r_1 = r_1 (\sqrt{2} - 1) = 0,414 r_1,$$

Объем резервуара

$$\begin{aligned} W = 2W_1 &= \frac{2}{3} \pi [3 r_1^2 h - f^2 (3 R - f)] = \frac{\pi r^2}{6} [6 h - (8 - 5\sqrt{2}) r] = \\ &= \frac{\pi r^2}{6} (6 h - 0,929 r) = 0,524 r^2 (6 h - 0,929 r). \end{aligned}$$

Для $h=r$

$$r = \sqrt[3]{\frac{W}{2,655}} = 0,719 \sqrt[3]{W},$$

Для $h=1,5r$

$$r = \sqrt[3]{\frac{W}{4,226}} = 0,617 \sqrt[3]{W},$$

где W — полный объем воды в резервуаре.

Иногда применяются и другие соотношения геометрических элементов, а именно (рис. 36):

$$\alpha = 60^\circ; \beta = 30^\circ; h = 1,5r, \text{ т. е. } \frac{r}{h} = 0,667$$

$$\text{или } \alpha = 60^\circ, \beta = 30^\circ; \text{ но } h = 2r, \text{ т. е. } \frac{r}{h} = 0,50,$$

причем меньший предел соотношения $\frac{r}{h} = 0,5$ желателен для резервуаров малой емкости, и наоборот.

При этих условиях:

$$R=r=2r_1,$$

$$f = \frac{r}{2} (2 - \sqrt{3}) = \frac{r}{2} (2 - 1,732) = 0,134r = 0,268r_1$$

$$\operatorname{ctg} \alpha = \operatorname{ctg} 60^\circ = 0,577$$

$$\operatorname{ctg} \beta = \operatorname{ctg} 30^\circ = 1,732$$

$$W_1 = \frac{W_2}{3}; \quad W = 4W_1$$

$$W = \frac{4}{3} \pi \left[3 \frac{r^2}{4} h - \frac{r^2}{8} (40 - 23 \sqrt{3}) \right] = \frac{\pi r^2}{6} (6h - 3,988r).$$

Для $h=1,5r$

$$r = \sqrt[3]{\frac{W}{2,625}} = 0,725 \sqrt[3]{W},$$

для $h=2r$

$$r = \sqrt[3]{\frac{W}{4,196}} = 0,621 \sqrt[3]{W},$$

где W — полный объем воды в резервуаре.

Иногда в резервуарах системы Интце устраивается внутренняя кольцевая стенка, ось которой совпадает с вертикальной осью опорного кольца резервуара (рис. 37). Внутренняя кольцевая стенка имеет то же назначение, что и диаметральный перегородка в цилиндрическом железобетонном резервуаре.

Помимо рассмотренного бака системы Интце существует другой тип той же системы, имеющий не вогнутое, а выпуклое сферическое днище, которое оказывается как бы подвешенным к смеж-

ным частям резервуара (рис. 38). При этом коническая внутренняя стенка устраивается или сферической с радиусом кривизны ρ или же в большинстве случаев — плоской, т. е. $\rho = \infty$.

Бак Интце этого типа, как правило, не рекомендуется устраивать железобетонным, так как выпуклое днище испытывает растягивающие усилия от давления воды, что вызывает образование трещин, и следовательно не обеспечивает достаточную водонепроницаемость днища резервуара.

РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ РЕЗЕРВУАРОВ СИСТЕМЫ ИНТЦЕ.

Железобетонные стенки резервуаров системы Интце в своей цилиндрической части рассчитываются так же, как и железобетонные стенки обычного типа цилиндрических резервуаров. Метод расчета этих цилиндрических стенок уже был рассмотрен ранее.

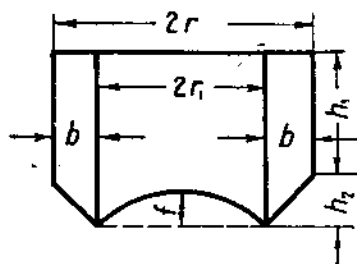


Рис. 37.

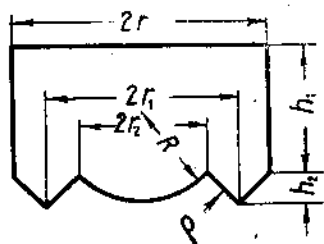


Рис. 38.

Следует отметить, что расчетная высота слоя воды при расчете цилиндрической части резервуаров Интце принимается равной высоте этой цилиндрической части стенки h_1 с добавлением запаса в 0,15—0,20 м на случай переполнения резервуара.

Расчет конической части стенок (или вернее конической части днища) следует начинать с определения действующих нагрузок, в число которых входят:

а) Вертикальная нагрузка.

Вес цилиндрической стенки резервуара, равный приблизительно:

$$G_{\text{ш}} = \pi 2r \cdot \frac{\delta_0 + \delta_{\text{ш}}}{2} h_1 \gamma_{\text{с}},$$

где δ_0 — толщина цилиндрической стенки сверху,

$\delta_{\text{ш}}$ — толщина цилиндрической стенки внизу,

$\gamma_{\text{с}}$ — вес 1 м³ железобетона равный 2,4 т.

Вес цементной штукатурки слоем $\delta_{\text{ш}} = 0,01$ м:

$$G_{\text{ш}} = \pi 2r \delta_{\text{ш}} h_1 \gamma_{\text{ш}},$$

где $\gamma_{\text{ш}}$ — вес 1 м³ цементной штукатурки равный 2,0 т.

Собственный вес конической части днища

$$G_k = \pi \cdot \frac{r+r_1}{2} l \delta_k \gamma,$$

где l — длина образующей конуса,
 δ_k — толщина конической стенки.

Вес цементной штукатурки слоев $\delta_{ш} = 0,01$ м.

$$G_{ш}' = \pi \cdot \frac{r+r_1}{2} l \delta_{ш} \gamma_{ш}.$$

Полная вертикальная нагрузка:

$$Q = G_k + G_{ш} + G_{с} + G_{ш}'.$$

б) Нагрузка нормальная к поверхности конической стенки днища.

Давление воды на коническое днище:

у верхней точки $p_1 = \gamma \cdot h_1 = 1000 h_1$;

у нижней точки $p_2 = \gamma(h_1 + h_2) = 1000 h$.

Поверхность усеченного конуса

$$S_k = \pi(r+r_1)l.$$

Полное давление $P = S_k \frac{p_1+p_2}{2}$.

Силы P и Q , будучи разложены на горизонтальные составляющие (рис. 39) и по образующей конуса, дают:

$$S = S_1 + S_2 = Q\sqrt{2} + P,$$

$$H = H_1 + H_2 = Q + P\sqrt{2}.$$

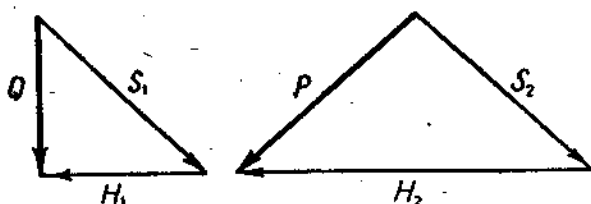


Рис. 39.

Сила S вызывает наибольшее сжатие в кольцевом сечении у опоры. На единицу длины окружности кольца диаметром $2r_1$ приходится сила

$$p_s = \frac{S}{\pi 2r_1}.$$

Сила H вызывает растяжение по сечению длиной l . Усилие на единицу длины окружности диаметра $2r$ составляет:

$$p_H = \frac{H}{\pi 2r}.$$

Разрывающее усилие $N = p_H r = \frac{H}{2\pi}$.

Требуемое общее сечение кольцевой арматуры во всем днище, т. е. для длины l , составит:

$$f_{\text{ок}} = \frac{N}{1250},$$

или на 100 см длины

$$f_{\text{ок}} = \frac{N}{l} \cdot \frac{1}{1250}.$$

Арматура ставится обычно возле обеих поверхностей конической стенки днища.

Необходимая толщина бетонной стенки в нижнем сечении:

$$\delta_{\kappa} = \frac{N - 15 f_{\text{ок}} n'_\delta \cdot l}{l b n'_\delta},$$

причем $n'_\delta = 13 \text{ кг/см}^2$ для бетона марки М-110.

Проверка на сжатие силой p_s дает толщину днища у опорного кольца.

$$\delta_{\kappa} = \frac{p_s}{b n_\delta} = \frac{p_s}{100 \cdot n_\delta}.$$

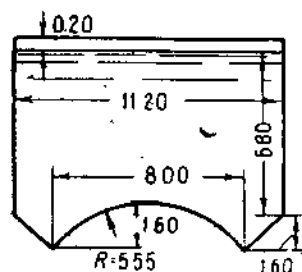


Рис. 40.

Арматура, направленная по образующим конуса, работает на сжатие и служит распределительной для кольцевой

арматуры, причем ставится обычно в количестве около 0,3—0,5% от расчетного сечения стенки на сжатие.

Расчет сферической части днища резервуара системы Интце ничем не отличается по методу от изложенного уже ранее способа расчета сферического купольного днища для резервуаров обычного типа, причем принимается допущение, что на днище действует вес воды, а не давление нормальное к поверхности, в силу чего учитывается только вес воды, оказывающий непосредственное давление на сферический купол, т. е.

$$P_1 = \pi r_1^2 h - \frac{1}{6} \pi f (3r_1^2 + f^2).$$

Опорное кольцо резервуара системы Интце должно быть рассчитано на алгебраическую сумму двух горизонтальных сил, из которых одна направлена внутрь и сжимает кольцо, а другая внаружу и растягивает кольцо, а именно:

$$N_1 = N \pm P_s,$$

где N_1 — алгебраическая сумма горизонтальных сил,

N — сжимающее усилие, вызываемое давлением внешней части резервуара,

P_s — растягивающая сила, действующая в нижнем сечении сферического купола.

В рационально спроектированных резервуарах системы Интце величина силы N_1 должна быть близка к нулю.

Пример расчета резервуара системы Интце.

Приняты условия:

$$\alpha = \beta = 45^\circ; \quad h = 1,5r, \text{ т. е. } \frac{r}{h} = 0,667;$$

$$R = r = 1,414 r_1; \quad f = R - r_1 = 0,414 r_1.$$

При этих условиях для резервуара емкостью $W = 750 \text{ м}^3$ (рис. 40) имеем:

$$r = 0,617 \sqrt[3]{750} = 0,617 \cdot 9,09 = 5,609 \text{ м} \approx 5,6 \text{ м};$$

следовательно $D = 2r = 11,20 \text{ м}; \quad h = 1,5r = 8,40 \text{ м}.$

$$r_1 = \frac{r}{1,414} = \frac{5,6}{1,414} = 3,96 \text{ м} \approx 4 \text{ м}, \quad 2r_1 = 8 \text{ м};$$

$$R = 1,414 r_1 = 5,55 \text{ м}; \quad f = 0,414 r_1 = 0,414 \cdot 3,96 = 1,60 \text{ м}.$$

$$h_2 = 5,6 - 4,0 = 1,60 \text{ м};$$

$$h_1 = 8,40 - 1,60 = 6,80 \text{ м}.$$

На случай переполнения резервуара полная высота цилиндрической части взята $h_1 = 6,8 + 0,2 = 7,0 \text{ м}.$

Расчет цилиндрических стенок резервуара Интце производится так же, как и расчет стенок обычного железобетонного цилиндрического резервуара.

Стенка условно разделяется по высоте на ряд колец, для каждого из которых определяется разрывающая сила и потребная площадь сечения арматуры

$$f_{\text{ок}} = \frac{N}{n_{\text{ок}}}.$$

Результаты расчета и подбора арматуры сведены в табл. 2.

Таблица 2.

Глубина воды $h \text{ м}$	Разрывающая сила $N = \gamma h_1 r$	Площадь потребной арматуры $f_{\text{ок}} = \frac{N}{1350}$	Диаметр стержней в см	Расстояние между стержнями $S \text{ см}$	Число стержней на 100 см n	Принятая площадь арматуры $f_{\text{ок}}$
1,0	5 600	4,48	$\frac{3}{8}$	12,5	8	5,77
2,0	11 200	8,96	$\frac{3}{8}$	8,8	12	8,56
3,0	16 800	13,44	$\frac{1}{2}$	9	11	13,97
4,0	22 400	17,92	$\frac{1}{2}$	7	14	17,78
5,0	28 000	22,40	$\frac{1}{2}$	11	2×9	22,86
6,0	33 600	26,88	$\frac{1}{2}$	9	2×11	27,94
7,0	39 200	31,36	$\frac{1}{2}$	7	2×12	30,48

Толщина цилиндрической стенки выразу:

$$f_s = \frac{N - 15 f_{\text{ок}} n_{\sigma'}}{n_{\sigma'} \cdot 100} = \frac{39\,200 - 15 \cdot 30,48 \cdot 13}{13 \cdot 100} = \frac{39\,200 - 5\,943,6}{1\,300} =$$

$$= \frac{33\,256,4}{1\,300} = 25,6 \text{ см}.$$

Принято

$$\delta_u = 25 \text{ см}.$$

Вверху

$$\delta_0 = 8 \text{ см}.$$

Расчет конической части резервуара системы Интце.

Вертикальная нагрузка:

Вес цилиндрической стенки

$$G_4 = 3,14 \cdot 2 \cdot 5,6 \cdot \frac{0,08 + 0,25}{2} \cdot 7,0 \cdot 2,4 = 98,0 \text{ т.}$$

Вес цементной штукатурки

$$G_{ш} = 3,14 \cdot 2 \cdot 5,6 \cdot 0,01 \cdot 7,0 \cdot 2,0 = 4,92 \text{ т.}$$

Собственный вес конической части днища

$$G_k = 3,14 \cdot \frac{5,6 + 4,0}{2} \cdot \sqrt{2h_s^2} \cdot 0,20 \cdot 2,4 = 3,14 \cdot 4,8 \cdot 2,26 \cdot 0,2 \cdot 2,4 = 16,4 \text{ т.}$$

Вес цементной штукатурки

$$G_{ш}' = 3,14 \cdot \frac{5,6 + 4,0}{2} \cdot 2,26 \cdot 0,01 \cdot 2,0 = 0,82 \text{ т.}$$

Полная вертикальная нагрузка

$$Q = 98 + 4,9 + 16,4 + 0,82 = 120,1 \text{ т} \approx 120 \text{ т.}$$

Нагрузка нормальная к поверхности конической стенки:

Полное давление воды на днище

$$P = 3,14 \cdot \frac{5,6 + 4,0}{2} \cdot 2,26 \cdot 1000 (7 + 1,60) = 292 \text{ 500 кг} = 292,5 \text{ т.}$$

Составляющие силы P и Q

$$S = 1,43 Q + P = 1,43 \cdot 120 + 292,5 = 465,5 \text{ т.}$$

$$H = Q + 1,43 P = 120 + 1,43 \cdot 292,5 = 540,0 \text{ т.}$$

Разрывающее усилие $N = \frac{H}{2\pi} = \frac{540}{6,28} = 86,0 \text{ т.}$

$$f_{ок} = \frac{86000}{1250} = 68,9 \text{ см}^2,$$

или на 100 см длины образующей это составит

$$f_{ок} = \frac{68,9}{2,26} = 30,6 \text{ см}^2.$$

Кольцевая арматура ставится в два ряда по 12 стержней $\varnothing 1/2''$ всего

$$f_{ок}' = 2 \cdot 15,24 = 30,48 \text{ см}^2.$$

Толщина стенки конической части резервуара

$$\delta_k = \frac{86000 - 15 \cdot 30,48 \cdot 2,26 \cdot 13}{2,26 \cdot 100 \cdot 13} = \frac{86000 - 13400}{2940} = \frac{72600}{2940} = 24,7 \text{ см} \approx 25 \text{ см.}$$

Толщина днища по проверке на сжатие силой P_s составит:

$$\delta_k = \frac{464500}{3,14 \cdot 2,4} \cdot \frac{1}{100 \cdot 45} = \frac{464500}{118000} = 4,1 \text{ см} < 25 \text{ см.}$$

Арматура вертикальная ставится в количестве 0,5% от расчетного сечения стенки на сжатие с обеих сторон

$$f_{ок} = 0,005 \cdot 4,1 \cdot 100 = 2,05 \text{ см}^2.$$

Принято 8 стержней $\varnothing 8 \text{ мм}$, $f_{ок}' = 3,92 > 2,05 \text{ см}^2.$

Расчет сферического днища.

Вес воды, непосредственно давящий на сферическое днище:

$$P_1 = \pi r_1^2 h - \frac{1}{6} \pi f (3r_1^2 + f^2) = 3,14 \cdot 4^2 \cdot 7 - \frac{1}{6} \cdot 3,14 \cdot 1,5 (3 \cdot 4^2 + 1,5^2) = 303,6 \text{ т.}$$

Собственный вес сферического днища при толщине $\delta = 0,15 \text{ м}$

$$G_c = \pi (r_1^2 + f^2) 0,15 \cdot 2,4 = 3,14 (16 + 2,56) 0,15 \cdot 2,4 \approx 21,0 \text{ т.}$$

Вес цементной штукатурки:

$$G_{ш} = \pi (r_1^2 + f^2) = 0,01 \cdot 2,0 = 1,17 \text{ т.}$$

Суммарная нагрузка:

$$P_x = 303,6 + 21,0 + 1,17 = 330,77 \approx 330 \text{ т.}$$

Меридиональная сила:

$$P_s = \frac{330}{2 \cdot 3,14 \cdot 5,55 \cdot 0,707^2} = \frac{330}{17,4} \approx 19,0 \text{ т.}$$

Необходимая толщина днища

$$\delta_c = \frac{19000}{100 \cdot 50} = 3,8 \text{ см.} < 15 \text{ см.}$$

Арматура кольцевая в количестве 0,2% от принятого сечения, т. е.

$$f_{\text{ко}} = 0,002 \cdot 15 \cdot 100 = 3,00 \text{ см}^2.$$

Ставится 8 стержней $\varnothing 8 \text{ мм}$ ($\varnothing 16''$), $f_{\text{ко}}' = 3,92 \text{ см}^2 > 3,0 \text{ см}^2$.

Радиальная арматура ставится в том же количестве.

Расчет опорного кольца.

Горизонтальная сила в нижнем сечении сферической части днища:

$$P_y = \frac{P_x}{2\pi} \frac{1}{\tan \alpha} = \frac{330000}{2 \cdot 3,14 \cdot 1} = 52500 \text{ кг.}$$

Горизонтальная сила, передающаяся от внешней части резервуара:

$$N = \frac{H}{2\pi} = \frac{540000}{6,28} = 86000 \text{ кг.}$$

Опорное кольцо подвержено действию силы N (в данном случае сжимающей):

$$N_1 = 86000 - 52500 = 33500 \text{ кг.}$$

Приведенное сечение сжатого железобетонного опорного кольца

$$f_{\text{пр}} = \frac{N_1}{n\delta} = \frac{33500}{50} = 670 \text{ см}^2.$$

причем: $f_{\text{пр}} = f_c + 15f'_{\text{ж}}$, где $f'_{\text{ж}}$ — площадь сечения сжатой арматуры.

Принято $f_c = 35 \times 15 = 615 \text{ см}^2$, и продольная арматура из 4 стержней $\varnothing 12''$.

т. е. $f'_{\text{ж}} = 5,03 \text{ см}^2$, что составит: $\frac{5,08 \cdot 100}{625} = 0,8\%$ от f_c (по 43 ТУ и $f'_{\text{ж}}$ должно быть не менее 0,5% от f_c).

Таким образом $f_{\text{пр}} = 625 + 15 \cdot 5,03 = 625 + 75,2 = 701,2 \text{ см}^2 > 670 \text{ см}^2$.

В тех случаях, когда опорное кольцо растягивается силой N_1 , все усилия должны быть переданы на железо, без учета сопротивления растяжению бетона, причем площадь сечения рабочей арматуры не должна превышать 1,2% от полной площади сечения бетона М-110.

В. ПРЯМОУГОЛЬНЫЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ РЕЗЕРВУАРЫ.

Прямоугольные резервуары по сравнению с резервуарами кругового сечения (цилиндрическими) представляются менее желательными для применения, особенно в водонапорных башнях, так как размеры конструктивных элементов прямоугольных резервуаров больше, а следовательно значительнее их вес и стоимость. Это объясняется тем, что стенки прямоугольных резервуаров изгибаются, тогда как в круглых резервуарах они лишь растягиваются. Тем не менее в строительной практике прямоугольные резервуары все-таки встречаются, что объясняется потребностью установок их иногда по местным условиям в прямоугольных помещениях. В приложении к водонапорным башням необходимости в прямоугольных резервуарах, строго говоря, нет, за исключением башен прямоугольных в плане, хотя и здесь не исключена возможность устройства цилиндрических резервуаров. Нужно только

озаботиться приданием такой башне удовлетворительного архитектурного оформления.

Переходя к рассмотрению условий работы прямоугольных башенных резервуаров, следует указать, что давление воды на стенки таких баков определяется теми же формулами, как и в случае цилиндрического резервуара, т. е.

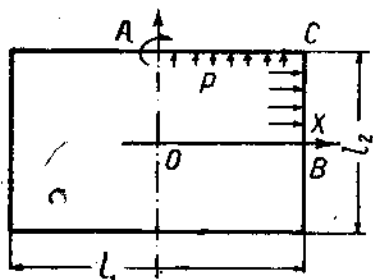


Рис. 41.

$$p = \gamma \cdot h.$$

Кольцевым усилиям в рассматриваемом случае будут соответствовать растягивающие силы S_1 и S_2 , причем

$$S_1 = \frac{1}{2} p l_1; \quad S_2 = \frac{1}{2} p l_2,$$

где l_1 и l_2 — размеры резервуара в плане (рис. 41).

Кроме того горизонтальные элементы будут изгибаться, как балки, упругоделанные концами, или вернее, как элементы жесткой рамы под действием равномерной нагрузки.

С другой стороны, неизбежен изгиб и вертикальных элементов стенки.

В результате этих деформаций стенки резервуара приобретают поверхность двойной кривизны. Изучение упругих поверхностей, имеющих место в данном случае, является весьма сложным.

В силу этого различают два рода прямоугольных железобетонных резервуаров, у которых высота стенок по сравнению с другими геометрическими элементами является: 1) значительной и 2) незначительной.

Резервуары второго типа (низкие) применяются главным образом в виде крупных подземных сооружений емкостью от 1000 м³ и более и рассчитываются как подпорные стенки.

Резервуары высокие применяются главным образом на водонапорных башнях и рассчитываются, как жесткая рама.

Рассмотрим случай расчета башенных резервуаров как жесткой горизонтальной рамы.

Момент в сечении x для части рамы AC (рис. 41)

$$M_x = -M_A + \frac{px^2}{2}$$

Момент в сечении y для части рамы BC

$$M_y = -M_A + \frac{pl_1^2}{8} - \frac{pl_2}{2} \left(\frac{l_2}{2} - y \right) + \frac{p \left(\frac{l_2}{2} - y \right)^2}{2}$$

Из теоремы Кастильяно следует:

$$\int_0^{0,5l_1} \left(-M_A + \frac{px^2}{2} \right) dx + \int_0^{0,5l_2} \left(-M_A - \frac{pl_1^2}{8} - \frac{pl_2^2}{8} + \frac{py^2}{2} \right) dy = 0,$$

откуда

$$M_A = p \frac{l_1^2 + 2l_1l_2 - 2l_2^2}{24} = \gamma \frac{pl_2^2}{12};$$

$$M_B = p \frac{l_1^2 + 2l_1l_2 - 2l_1^2}{24} = \beta \frac{pl_2^2}{12}$$

и угловой момент

$$M_C = -p \frac{l_1^2 - l_1l_2 + l_2^2}{12} = \alpha \frac{pl_2^2}{12}$$

Для упрощения расчетов приводится таблица, дающая величины α , β и γ при различных соотношениях $\frac{l_1}{l_2}$, принимаемых обычно в пределах от 1,0 до 2,0 (по Emperger'у).

Эпюра моментов имеет в большинстве случаев вид, изображенный на рис. 42.

Таблица 2.

Таблица значений α , β и γ .

$\frac{l_1}{l_2}$	α	β	γ	$\frac{l_1}{l_2}$	α	β	γ
1,00	-1,00	+0,50	+0,50	1,60	-1,96	-0,46	+1,88
1,10	-1,11	+0,89	+0,705	1,70	-2,10	-0,69	+2,145
1,20	-1,24	+0,27	+0,92	1,80	-2,44	-0,94	+2,42
1,30	-1,39	+0,11	+1,145	1,90	-2,71	-1,21	+2,705
1,40	-1,56	-0,06	+1,38	2,00	-3,00	-1,50	+3,00
1,50	-1,75	-0,25	+1,625				

Пример. Определить изгибающие моменты для башенного прямоугольного резервуара емкостью 250 м³.

$$l_1 = 8,40 \text{ м}; \quad l_2 = 6,00 \text{ м}; \quad h = 5,0 \text{ м}.$$

$$\frac{l_1}{l_2} = \frac{8,4}{6,0} = 1,30; \quad \text{удельное давление } p = 5 \text{ т.м.}$$

$$\frac{p l_2^3}{12} = \frac{5 \cdot 6^3}{12} = 15 \text{ т.м.}$$

По соотношению $\frac{l_1}{l_2} = 1,30$ находим в таблице значение коэффициентов α, β, γ , тогда угловой момент $M_c = -1,39 \cdot 15 = -20,85 \text{ т.м.}$

Пролетные моменты:

$$M_A = \gamma 15 = +1,145 \cdot 15 = +17,175 \text{ т.м.}$$

$$M_B = \beta 15 = +0,11 \cdot 15 = +1,65 \text{ т.м.}$$

Эпюра моментов приводится на рис. 43.

Резервуар квадратного в плане сечения. Железобетонный резервуар квадратного в плане сечения представляет

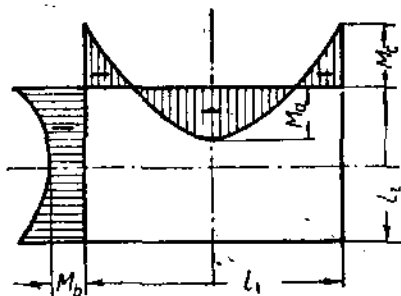


Рис. 42.

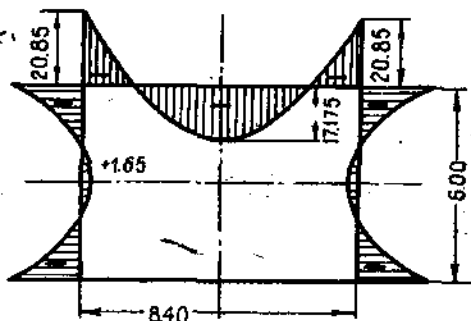


Рис. 43.

собой частный случай прямоугольного резервуара, когда $l_1 = l_2$ или $\frac{l_1}{l_2} = 1,0$.

Подставляя из приведенной выше таблицы значение коэффициентов α, β и γ , имеем для такого резервуара:

$$\text{угловой момент } M_c = -\frac{p l^3}{12}$$

$$\text{и пролетные моменты } M_A = M_B = \frac{p l^3}{24}.$$

ДНИЩА ПРЯМОУГОЛЬНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ РЕЗЕРВУАРОВ.

Днища железобетонных прямоугольных резервуаров, как правило, проектируются плоскими, представляя собою обычно прямоугольную железобетонную плиту, защемленную по периметру, с перекрестной арматурой.

В некоторых случаях, например при наличии опорного корпуса с надлежащим расположением колонн, возможно применить днище в виде безбалочного покрытия.

Наконец на башнях с колоннами, в верхней части которых устраивается ребристое перекрытие, может быть установлен прямоугольный резервуар с плоским дном в виде плиты, опертой на ребристое перекрытие по всей своей нижней поверхности; в этом случае дно будет испытывать главным образом сжимающие усилия.

Остановимся более подробно на рассмотрении способов расчета плоских дном.

I. Резервуар с дном в виде железобетонной плиты с перекрестной арматурой.

Плиты с перекрестной арматурой могут быть рассчитываемы на основе приближенного метода, предложенного д-ром инж. Маркусом¹.

Рассматривая в плите, имеющей перекрестную рабочую арматуру, две средние полосы равной ширины, пересекающиеся в центре под прямым углом, можно допустить, что одна из них имеет нагрузку q_x , а другая q_y , причем $q = q_x + q_y$.

В точке пересечения осей обеих полос прогибы должны быть равны. Наибольшие изгибающие моменты

$$M_x = \frac{q_x l_x^2}{m_x} \quad \text{и} \quad M_y = \frac{q_y l_y^2}{m_y}.$$

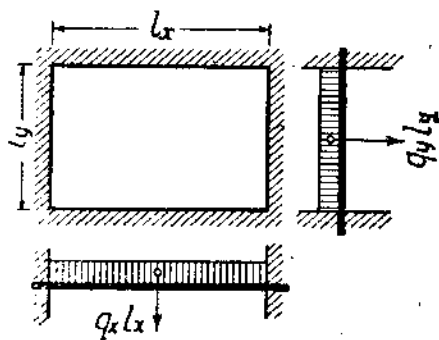


Рис. 44.

Прогибы в середине пролета

$$\delta_x = \frac{\alpha_x q_x l_x^4}{384 E y_x} \quad \text{и} \quad \delta_y = \frac{\alpha_y q_y l_y^4}{384 E y_y} \quad \text{причем} \quad E y_x = E y_y.$$

Так как $\delta_x = \delta_y$, то $q_x = \frac{\alpha_y l_y^4}{\alpha_x l_x^4 + \alpha_y l_y^4} q$ и $q_y = q \frac{\alpha_x l_x^4}{\alpha_x l_x^4 + \alpha_y l_y^4}.$

По подстановке q_x и q_y в M_x и M_y получатся значения моментов, которые однако должны быть уменьшены, так как полосы, находящиеся ближе к краю плиты, имеют меньший прогиб, чем те, которые ближе к середине. Взаимодействие параллельных полос вызывает крутящие моменты, уменьшающие M_x и M_y до величин $M_{x \max}$ и $M_{y \max}$, причем

$$M_{x \max} = v_x \cdot M_x = \left(1 - \frac{5}{6} \frac{M_x}{M_y'}\right) M_x,$$

$$M_{y \max} = v_y \cdot M_y = \left(1 - \frac{5}{6} \frac{M_y}{M_x'}\right) M_y,$$

¹ D-r. Ing. Marcus, Die vereinfachte Berechnung biegsamer Platten, Berlin 1925.

где M_1' и M_2' — наибольшие изгибающие моменты в середине соответствующего пролета для плиты с рабочей арматурой только в одном направлении.

Для определения моментов в плитах с перекрестной рабочей арматурой рекомендуется пользоваться таблицами¹.

2. Резервуар с днищем в виде безбалочного покрытия.

Безбалочные покрытия могут быть использованы в качестве днищ прямоугольных резервуаров только для башен с опорным корпусом в виде колонн. При этом число колонн должно быть строго определенным и составлять 4, 8, 9, 12 или 16, в зависимости от емкости резервуара и пролета плиты между осями колонн, составляющего обычно $l = 3 - 3,75$ м (рис. 45).

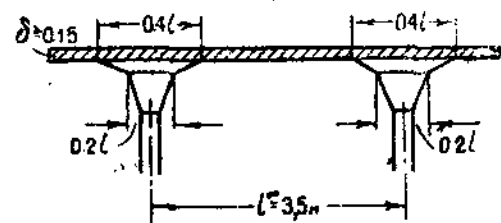


Рис. 45.

Днище такой конструкции представляет собою безбалочную плиту со свободными краями, опертую в отдельных точках и нагруженную сплошной нагрузкой. Эта плита может рассматриваться как упругая прямоугольная пластинка, т. е. такой элемент конструкции, в котором нагрузка

вызывает поперечные силы, изгибающие моменты и кроме того также и крутящие моменты. Плоскость, находящаяся посредине толщины пластинки между ограничивающими ее поверхностями, носит название срединной плоскости. Обозначая через ζ прогиб ее в направлении оси z пространственной системы координат, имеем, что по теории упругости ζ должна удовлетворять такому дифференциальному уравнению:

$$D \left(\frac{d^4 \zeta}{dx^4} + 2 \frac{d^4 \zeta}{dx^2 dy^2} + \frac{d^4 \zeta}{dy^4} \right) = p(x, y),$$

причем $p(x, y)$ — нагрузка, выраженная в виде функции от x и y

$$\text{и } D = \frac{m^2 EI}{m^2 - 1},$$

где $m > 1$ — пуассоновое число,

E — модуль упругости,

I — момент инерции поперечного сечения на единицу длины.

Решение задачи пластинки можно осуществить при помощи рядов Фурье, дающих общий способ интегрирования приведенного выше дифференциального уравнения.

Инж. Д. Лее (Германия) в своем труде „Безбалочные покрытия“, М. 1931 г., подвергает подобному анализу самые разнообразные

¹ См. проф. В. Лозер, Практические методы расчета железобетонных сооружений, М. 1929 (стр. 107 — 112).

случаи нагрузок для всех возможных конструкций безбалочных плит (всего разобрано 40 случаев). Там же приводятся таблицы, при помощи которых можно получить величины прогибов, изгибающих моментов и крутящих моментов.

Кроме метода расчета безбалочных покрытий, предложенного Леле, для расчета железобетонного днища прямоугольного резервуара в виде безбалочной плиты, могут быть применены метод замены дифференциального уравнения уравнением конечных разностей (метод Маркуса), а также указания правительственных норм — американских (1924 г.) или германских (1925 г.), причем германские нормы, основанные на приближенных формулах Маркуса, являются более осторожными.

Технические условия и нормы для железобетонных сооружений (1981 г.), действующие в СССР, не ограничивают расчет безбалочных покрытий каким-либо определенным методом, но за последнее время особенное распространение получил у нас метод расчета и конструирования безбалочных покрытий, широко применяемый строительным трестом Хладстрой, вводящий некоторые поправки в американские нормы 1924 г.¹

Следует отметить, что безбалочные покрытия особенно экономичны при наличии большой перекрываемой поверхности, для мелких же объектов, имеющих главным образом вертикальную протяженность, как например водонапорные башни, применение безбалочных плит представляется экономически малоэффективным. С другой стороны, большая сложность армирования подобных покрытий может для небольших сооружений вызвать некоторые дополнительные расходы. Вследствие этого днища башенных прямоугольных резервуаров в виде безбалочных плит в практике встречаются весьма редко.

8. Прямоугольные резервуары с внутренними перегородками.

Необходимость в разделении прямоугольных в плане резервуаров внутренними перегородками на два или три смежных отделения (камеры) встречается главным образом в крупных сооружениях подземного типа, в башенных же прямоугольных резервуарах это может иметь место только в виде особого исключения, вследствие чего рассмотрение резервуаров такого типа представляется излишним.

По вопросу о практической целесообразности устройства смежных отделений следует повторить все то, что было уже сказано при рассмотрении круглых резервуаров с внутренней диаметральной перегородкой.

Расчет резервуаров с внутренними перегородками необходимо вести с учетом возможности загрузки перегородки с одной стороны, т. е. для случая, когда из двух смежных камер одна заполнена водой, а другая опорожнена.

¹ См. ниж. Глуховский А. Д., Железобетонные безбалочные перекрытия, пояснительная записка к стандартам по холодильному строительству, 1980 г., изд. Хладстрой, НКСнаб СССР, М. 1981.

Г. РЕЗЕРВУАРЫ ПОЛИГОНАЛЬНЫЕ В ПЛАНЕ.

Резервуары, имеющие в плане вид многоугольника (рис. 46), могут встретиться в практике на башнях с опорным корпусом из 6, 8 и более колонн. При подобном типе резервуаров балки, составляющие верхнюю обвязку колонн башни, не будут подвергаться действию крутящих моментов, как это имеет место при наличии цилиндрического резервуара.

Обычно резервуары многоугольные устраиваются в виде правильных многоугольников с четным числом сторон, т. е. соответственно расположению опорных колонн башни, наиболее же сложным очертанием полигонального резервуара является равносторонний многоугольник со срезанными углами (рис. 47).

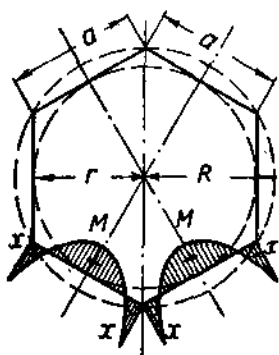


Рис. 46.

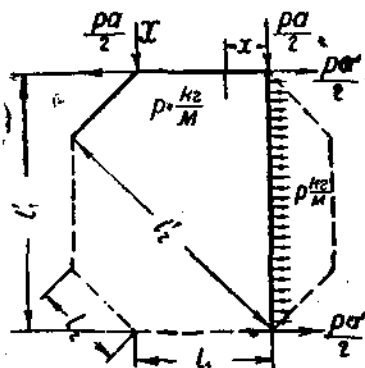


Рис. 47.

Обозначив длину оставшейся части стороны основного многоугольника через l_1 , а длину среза через l_2 , рассмотрим призматическую раму высотой в 1,00 м, находящуюся под давлением p м на 1 пог. м периметра.

Ввиду наличия симметрии сторон и нагрузок находим, что виртуальные работы опорных реакций будут равны нулю, т. е.

$$\int \frac{M}{EI} \cdot \frac{\partial M}{\partial X} dx + \int \frac{N}{EF} \cdot \frac{\partial N}{\partial X} dx = 0,$$

причем N — нормальная сила,

M — изгибающий момент,

E — модуль упругости,

I — момент инерции,

F — площадь поперечного сечения стенки,

X — единственный статически-неопределенный угловой момент для всей системы.

Для выражения работы деформации рассматриваем отдельно длинную сторону многоугольной рамы (рис. 47), прилагая в углах реакции внешних сил и делая замену жесткого сопряжения с короткими сторонами статически-неопределимыми моментами X , действующими в углах.

При этих условиях изгибающий момент в сечении, отстоящем в расстоянии x от угла, составит:

$$M_x = x + \frac{pl_1}{2}x - p\frac{x^2}{2};$$

значит $\frac{\partial M}{\partial X} = 1$ и нормальная сила $N = -\frac{pl_1}{2}$, т. е. $\frac{\partial N}{\partial X} = 0$.

Делая допущение, что момент инерции I имеет постоянное значение для отдельных сторон рамы, имеем для рассматриваемой стороны (длинной) часть виртуальной работы деформации:

$$\frac{1}{EI_1} \int_0^{l_1} \left(X + p\frac{l_1 x}{2} - p\frac{x^2}{2} \right) dx = \frac{1}{EI_1} \left(Xl_1 + \frac{l_1^3}{12} p \right).$$

Для короткой стороны рамы:

$$M_x = X + \frac{pl_2}{2}x - \frac{px^2}{2},$$

и следовательно: $\frac{\partial M}{\partial X} = 1$; $N = -\frac{pl_2}{2}$, т. е. $\frac{\partial N}{\partial X} = 0$.

Таким образом для короткой стороны соответственная часть работы деформации

$$\frac{1}{EI_2} \int_0^{l_2} \left(X + \frac{pl_2 x}{2} - \frac{px^2}{2} \right) dx = \frac{1}{EI_2} \left(Xl_2 + \frac{l_2^3}{12} p \right).$$

Для многоугольной рамы с числом длинных сторон равными n и таким же числом коротких сторон:

$$\frac{n}{EI_1} \left(Xl_1 + \frac{l_1^3}{12} p \right) + \frac{n}{EI_2} \left(Xl_2 + \frac{l_2^3}{12} p \right) = 0.$$

Откуда угловой момент X составит:

$$X = -\frac{\frac{l_1^3}{I_1} + \frac{l_2^3}{I_2} p}{\frac{l_1}{I_1} + \frac{l_2}{I_2}} = -\frac{l_1^3 I_2 + l_2^3 I_1}{l_1 I_2 + l_2 I_1} \cdot \frac{p}{12} = -\frac{l_1^3 + l_2^3 \frac{I_1}{I_2}}{l_1 + l_2 \frac{I_1}{I_2}} \cdot \frac{p}{12}.$$

Наибольшие пролетные моменты:

а) в середине длинной стороны рамы:

$$M_1 = X + \frac{l_1^2}{8} p,$$

б) в середине короткой стороны рамы:

$$M_2 = X + \frac{l_2^2}{8} p.$$

Так как обычно принимают $I_1 = I_2$, то:

$$X_1 = -\frac{l_1^3 + l_2^3}{l_1 + l_2} \frac{P}{12}; \quad M_1 = \left(\frac{l_1^2}{2} + l_1 l_2 - l_2^2 \right) \frac{P}{12};$$

$$M_2 = \left(\frac{l_2^2}{2} + l_1 l_2 - l_1^2 \right) \frac{P}{12}.$$

В случае, когда $l_1 > l_2$ максимально возможная величина изгибающего момента $M_{\max}$ на основании уравнения

$$\frac{\partial \left(\frac{l_1^2}{2} + l_1 l_2 - l_2^2 \right)}{\partial l_2} = 0$$

соответствует $l_2 = \frac{l_1}{2}$ и равна:

$$M_{\max} = \frac{Pl_1^2}{16}.$$

Когда $l_2 > \frac{l_1}{2}$ или $l_2 < \frac{l_1}{2}$, M_1 всегда меньше $\frac{Pl_1^2}{16}$.

При обычной типе равностороннего многоугольного в плане резервуара, т. е. при $l_1 = l_2 = l$ (рис. 47), указанные выше формулы значительно упрощаются, а именно:

$$X = -\frac{Pl^2}{12}; \quad M_1 = M_2 = \frac{Pl^2}{24}.$$

Для построения равносторонних многоугольников и для вычисления моментов в углах и в пролетах служит табл. 4.

Таблица 4.

Число сторон n	$\frac{R}{r}$	$\frac{R}{l}$	$\frac{r}{l}$	Изгибающий мо- мент	
				в углах $\frac{x}{pr}$	в пролете $\frac{M}{pr^2}$
3	0,433	0,577	0,289	1,000	0,500
4	1,000	0,707	0,500	0,333	0,166
6	2,598	1,000	0,866	0,111	0,055
8	4,828	1,307	1,207	0,080	0,030
12	11,196	1,932	1,866	0,0245	0,0123

Примечание: R — радиус описанной окружности, r — радиус вписанной окружности.

Д. ОБЕСПЕЧЕНИЕ ВОДОНЕПРОНИЦАЕМОСТИ И ХИМИЧЕСКОЙ СТОЙКОСТИ БЕТОНА В БАШЕННЫХ РЕЗЕРВУАРАХ.

Обеспечение водонепроницаемости железобетонных резервуаров имеет огромное значение для нормальной эксплуатации водонапорной башни. Помимо этого для стенок резервуаров, работающих, как правило, на растяжение, необходимы меры для предупреждения появления трещин, допускающих просачивание в толщу стенок воды, вызывающей ржавление железной арматуры. Образование капиллярных трещин представляется особенно опасным в зимнее время, так как в случае замерзания воды, проникающей в трещины, может произойти серьезное разрушение стенок резервуара.

Водонепроницаемость резервуара может быть достигнута за счет применения плотного бетона высоких марок не ниже М-110, с определенными инертными добавками, повышающими также и сопротивляемость бетона растяжению. В частности для хорошей работы на растяжение желательнее более мелкий гравий и щебень крупностью зерен не более 20—25 мм, причем разнообразного по крупности состава, что дает одновременно и хорошую непроницаемость бетона. Из тех же соображений предпочтительно применять мелкий речной песок с неравномерной величиной зерен размерами не свыше 6 мм.

Помимо указанных мероприятий рекомендуется применение цементно-трассового раствора, получаемого добавлением к цементному раствору трасса в количестве 0,5—0,6 части на 1 часть цемента, или цементно-трассо-известкового раствора в который добавляется еще 0,25 части извести в порошок. Общая добавка извести должна быть не свыше 5—10%.

Для придания водонепроницаемости бетону может быть допущена добавка глины до 7—10% по весу. Большее содержание глины в растворе уже уменьшает его крепость. Одновременно с глиной следует добавлять калийные квасцы в виде 2—3% раствора. Калийное мыло также способствует водонепроницаемости бетона, образуя в присутствии извести нерастворимое известковое мыло, заполняющее поры бетона. Однако мыло задерживает схватывание раствора и снижает прочность бетона.

Увеличение водонепроницаемости может быть достигнуто добавлением к цементу одновременно квасцов в количестве 1% по весу к воде, идущей для затворения раствора. Необходимо иметь в виду, что квасцы ускоряют схватывание раствора особенно летом при высокой температуре.

Далее следует отметить, что при твердении в воздухе бетон уменьшается в объеме на 0,003, при твердении же в воде увеличивается в объеме. Вследствие этого при твердении на воздухе бетона с арматурой он получает растягивающие напряжения до 5—6 кг на 1 см². При твердении под водой в бетоне, наоборот, возникают сжимающие напряжения. В этих целях резервуар в течение двух-трех декад по окончании бетонирования следует

поддерживать сырым, покрывая мокрыми и постоянно поливаемыми мешками, кулями и рогожами. Придавать влажность бетонной стенке путем наполнения резервуара водою нельзя, так как водонепроницаемость бетона увеличивается с его возрастом и проникание воды под давлением в поры бетона до его затвердевания является вредным.

Водонепроницаемая цементная штукатурка делается по внутренней поверхности стенок и днища резервуара, причем для большей прочности ее следует наносить на свежий бетон; в противном случае необходимо поверхность, покрываемую штукатуркой, очистить и оскрести стальными щетками и смочить водою. Толщина слоя штукатурки от 10 до 20 мм. Полезно поверхность штукатурки железнить, т. е. зашлифовать стальными терками.

Наконеч для сообщения непроницаемости бетону может быть применено торкретирование, т. е. механическое нанесение (напыскивание) цементного раствора на поверхность посредством пневматического сопла (цементпушки), причем необходимое рабочее давление около 3 ат поддерживается компрессором.

Помимо указанных мероприятий водонепроницаемость бетона может быть достигнута покрытием рядом других средств, имеющих особенное распространение в Германии. Из средств, распространенных у нас, следует отметить церезит — в виде густой светлой жидкости, нерастворимой в воде. Церезит прибавляется к цементному раствору и делает его водонепроницаемым. В этом виде церезит служит для оштукатуривания поверхности резервуаров толщиной слоя 20 мм. Церезитовый завод находится в Харькове. Гидрозит представляет собою тестообразную массу, размешиваемую в воде и добавляемую в цементный раствор. Изготовление гидрозита производится в Ленинграде.

В заключение надо упомянуть о поверхностной изоляции резервуара, осуществляемой некоторыми химическими средствами, которые, наряду с сообщением водонепроницаемости резервуару, предотвращают некоторые вредные влияния минерализованных, углекислых и других вод на бетонные стенки.

Из этих средств можно назвать: айронит, масляную краску, флюаты, ингертоль, игнатолю, нигрит, преолит, сидоростен-луброза, жидкое стекло и др.

Вода, направляемая в резервуары водонапорных башен и предназначенная для целей питьевого, хозяйственного или, реже, технического водоснабжения, обычно подвергается предварительной очистке и поэтому не содержит каких-либо особых примесей, оказывающих вредное воздействие на бетонные стенки. Конечно могут быть особые случаи, когда по роду воды, поступающей в башенный резервуар, вредное воздействие на бетон имеет место¹ (например водоснабжение морской водою для технических целей).

¹ Эти вопросы подробно освещены в книге д-ра Рихарда Грюн „Химическая стойкость бетона“, М. 1931.

У. ШАТРЫ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ВОДОНАПОРНЫХ БАШЕН.

Прежде чем перейти к рассмотрению типов железобетонных шатров и изложению способов их расчета, следует остановиться на вопросе о роли шатра и степени необходимости его для водонапорной башни.

Дело в том, что до сих пор нет еще окончательно установившегося мнения о целесообразности устройства шатра вокруг бака водонапорной башни. Основным доводом в пользу шатра служит обычно указание на наши климатические условия, вызывающие необходимость в устройстве шатра в целях предотвращения замерзания воды в резервуаре. Другим доводом является желание обеспечить возможность повседневного доступа для осмотра внешней поверхности стенок резервуара башни и немедленного их ремонта в случае необходимости. Наконец в качестве последнего довода зачастую ссылаются на относительную дешевизну шатра, ввиду чего устройство шатра якобы не находит особого отражения на стоимости всей башни. В связи с этим для наиболее распространенных в промышленном строительстве водонапорных башен, как правило, шатры проектируются также железобетонными, причем в целях наиболее надежного утепления резервуара стенки шатра обкладываются соломитом.

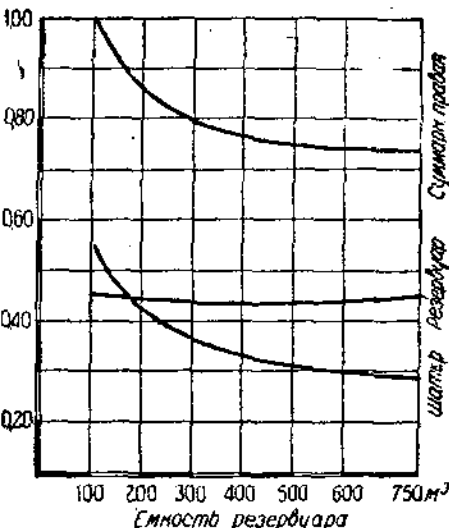


Рис. 48.

При рассмотрении указанных выше доводов представляется наиболее существенным прежде всего выяснить экономическую сторону дела, т. е. степень соответствия мнения об относительной дешевизне железобетонного шатра действительному положению вещей. В самом деле, если относительная стоимость такого шатра невелика, то вопрос о шатре в значительной мере теряет свою остроту. Однако ряд простых подсчетов кубатуры железобетонной кладки, составляющей основные элементы башни, дает возможность сделать выводы, отнюдь не благоприятно характеризующие как абсолютную, так и относительную стоимость железобетонного шатра башни.

Наиболее удобно результаты подсчетов¹ представить в графическом виде (рис. 48, 49 и 50). График 1 дает три кривых, из которых верхняя выражает отношение веса железобетонной кладки верхней

¹ См. инж. Кожин, В. Ф., Нужен ли шатер на водонапорной башне, „Санитарная техника“ № 7, 1932.

части башни (т. е. резервуара и шатра), к весу полезного объема воды в резервуаре; как видно из графика, это отношение составляет около 0,75—0,80 т кладки на 1 т воды, для большеемких башен от 750 до 300 м³, для малоемких же башен быстро возрастает от 0,8 до 1,0—иначе говоря, при удельном весе железобетонной кладки 2,4 это дает 0,30—0,33 м³ кладки на 1 м³ полезного объема воды в резервуаре для башен большеемких и 0,33—0,42 м³ кладки на 1 м³ воды для малоемких башен. Средняя кривая на графике 1 выражает отношение веса железобетонной кладки одного только резервуара к весу воды, которое почти постоянно независимо от емкости бака и составляет около 0,45 т кладки на 1 т воды, или 0,19 м³ кладки на 1 м³ объема резервуара. Наконец нижняя кривая дает отношение веса кладки железобетонного шатра к весу воды; эта величина сильно колеблется, составляя для большеемких башен 0,29, а для малоемких 0,55 т кладки на 1 т воды, или от 0,12 до 0,28 м³ кладки на 1 м³ емкости резервуара. Обращает на себя внимание пересечение нижних кривых, показывающее, что для башен емкостью менее 200 м³ кубатура железобетонной кладки шатра по абсолютной величине больше объема железобетонной кладки резервуара. Следовательно особенно невыгодно используется железобетонная кладка в верхней части башен малой емкости.

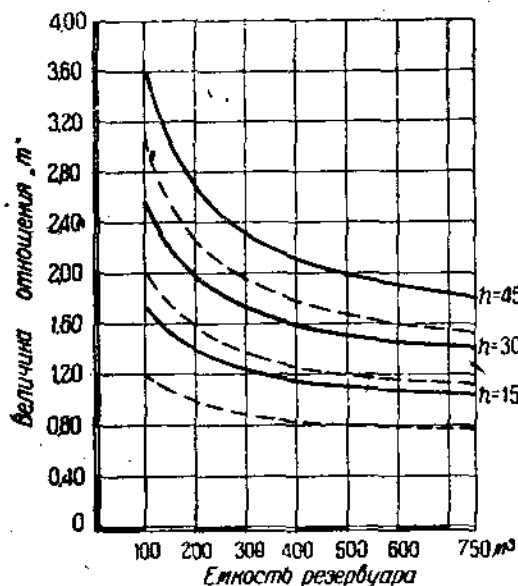


Рис. 49.

График 2 (рис. 49) дает кривые отношений веса всей железобетонной кладки башни к весу полезного объема воды в резервуаре для башен различной высоты $h=15$ м, $h=30$ м и $h=45$ м. Кроме этих кривых, которые на чертеже изображены сплошными линиями, приводятся пунктирные кривые, представляющие те же отношения, но за вычетом (в числителе) веса кубатуры железобетонной кладки шатра. Как видно по этим кривым, устранение шатра дает значительное снижение величины указанного выше отношения, причем абсолютная разность между ординатами каждой пары кривых (сплошной и пунктирной) возрастает прямо пропорционально уменьшению полезной емкости резервуара и не зависит от высоты башни. Относительная величина снижения соотношений между весом кубатуры кладки и весом воды будет прямо пропорциональна увеличению полезной емкости резервуара башни и обратно пропорциональна высоте башни. Отсюда ясно, что наибольшего эконо-

мического эффекта можно достичь путем упразднения или замены железобетонных шатров на невысоких, особенно более емких башнях, наименьшее же отражение подобных мероприятий будет иметь место при высоких, особенно малоемких башнях.

График 3 (рис. 50) дает еще более конкретное представление об экономии, которая может быть достигнута за счет упразднения или замены железобетонных шатров. На графике приведены три кривые, показывающие удельную значимость кубатуры железобетонной кладки шатра в процентах к общей кубатуре железобетонной кладки для башен высотой $h=15$ м, $h=30$ м и $h=45$ м. Как и следовало ожидать в соответствии с уже рассмотренными графиками 1 и 2 наибольшую долю от общего объема железобетонной кладки дают шатры невысоких башен,

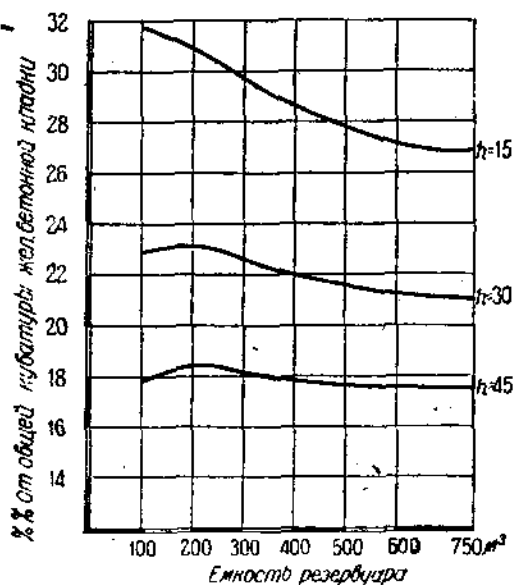


Рис. 50.

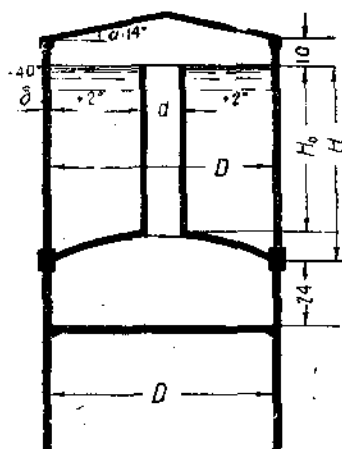


Рис. 51.

причем тем большую, чем меньше емкость резервуара башни, составляя например для башен емкостью от 100 до 750 м³ от 32 до 27% общей кубатуры кладки. Из графика 3 ясно, что для наиболее частых в практике башен с высотой $h=15-30$ м, с емкостью от 100 до 750 м³ железобетонная кладка шатра составляет от 21 до 32% (или от $\frac{1}{5}$ до $\frac{1}{3}$) ко всей кубатуре железобетонной кладки башни.

Все приведенные выше графики относятся к железобетонным башням с основанием в виде сплошного железобетонного цилиндра; естественно, что для башен на сквозных железобетонных колоннах, общая кубатура кладки которых меньше на 10—20%, удельная значимость кладки шатра будет еще больше, особенно для невысоких и малоемких объектов, выражаясь цифрами порядка 30—40% всего объема железобетонной кладки башни.

Ограничиваясь пока этими выводами, переходим к рассмотрению вопроса об утепляющей роли шатра. Прежде всего определим теплопередачу, происходящую через стенки, днище и перекрытие

резервуара в условиях полного отсутствия шатра. Наиболее простой тип резервуара подобной конструкции представлен на рис. 51. Теплопередача будет в этом случае происходить главным образом через поверхность железобетонных стенок, непосредственно соприкасающихся с водой.

Количество передаваемого таким путем тепла выразится формулой:

$$Q_1 = k_1 F_1 (t_1 - t_2),$$

где Q_1 — количество передаваемого тепла в больших калориях,

$F_1 = \pi D H$ — поверхность стенок резервуара,

$t_1 = +2^\circ$ — минимальная температура воды, подаваемой в резервуар из водопровода,

$t_2 = -40^\circ$ — минимальная температура наружного воздуха,

k_1 — общий коэффициент теплопередачи,

причем:

$$k_1 = \frac{1}{\frac{1}{\alpha_1} + \frac{1}{\alpha_2} + \frac{\delta}{\lambda}},$$

где α_1 и α_2 — коэффициенты внешней теплопередачи,

λ — коэффициент внутренней теплопроводности,

δ — толщина железобетонной стенки резервуара.

Можно принять:

$\alpha_1 = 500$ для воды, находящейся в покое,

$\alpha_2 = 2 + 10\sqrt{V}$ — для воздуха, движущегося со скоростью $V = 36$ м/сек. (ураган).

Следовательно $\alpha_2 = 2 + 10\sqrt{36} = 62$, $\lambda = 0,66$ для железобетонной стенки толщиной $\delta = 0,12$ м.

В этом случае

$$k_1 = \frac{1}{\frac{1}{500} + \frac{1}{62} + \frac{0,12}{0,66}} = \frac{1}{0,002 + 0,016 + 0,182} = \frac{1}{0,20} = 5.$$

Следовательно $Q_1 = 5 \cdot 3,14 \cdot D \cdot H \cdot 42 = 660 D H$ Кал/час.

Далее можно определить теплопередачу через верхнее перекрытие (Q_2) и через днище резервуара (Q_3). Ориентировочно это дает в сумме около 20% от Q_1 .

Таким образом $Q = 1,2$. $Q_1 = 1,2 \cdot 660 \cdot D \cdot H = 792 D H$, или $\sim 800 D \cdot H$.

Для резервуара емкостью 250 м³ при значениях $D = 7$ м и $H = 8$ м теплопередача $Q = 800 \cdot 7 \cdot 8 = 44\ 800 \approx 45\ 000$ Кал/час.

Между тем при понижении температуры всей массы воды, находящейся в резервуаре, на 1° Ц, т. е. с $+2^\circ$ до $+1^\circ$, выделяется $250 \times 1000 \times 1 = 250\ 000$ Кал; значит для изменения температуры в резервуаре на 1° Ц нужно $\frac{250\ 000}{45\ 000} = 5,55$ час. Необходимо

иметь в виду, что такой результат получен с учетом исключи-

тельно тяжелых условий, т. е. при морозе -40° и урагане силой 36 м/сек., кроме того принята почти предельно низкая температура подаваемой воды $+2^{\circ}$, при отсутствии циркуляции воды в резервуаре. В большинстве случаев условия гораздо благоприятнее¹. Опасность замерзания воды уменьшается при прочих равных условиях также для крупных резервуаров, так как масса находящейся в них воды больше.

Однако делать серьезные выводы на основании приведенного расчета нельзя главным образом потому, что по своим физическим свойствам вода обладает весьма малой теплопроводностью, ввиду чего охлаждение воды в резервуаре будет идти крайне неравно-

мерно, и в то время как основная масса воды почти совершенно не изменит своей температуры, возле стенок вполне возможно промерзание и не исключена вероятность покрытия поверхности воды ледяной коркой.

В самом деле, лабораторные исследования² показывают, что при нагревании воды 5% всего проникающего в воду тепла задерживается в первом миллиметре слоя воды, 27% — в первом сантиметре, в первом дециметре задерживается уже 45%, а в первом метре даже 64%. Процесс охлаждения воды

будет идти примерно подобным же образом, особенно если учесть, что в работе водонапорной башни вполне возможны часы полного бездействия (ночь), исключающие циркуляцию воды в резервуаре. Для иллюстрации малой теплопроводности воды приводится график (рис. 52), из которого видно, что в толщу воды глубиной 5—10 м проникает лишь 18—20% тепла.

На основании изложенного следует признать, что теоретическим путем не представляется возможным установить продолжительность безопасного в отношении промерзания пребывания воды в резервуаре без смены. Здесь следует основываться исключительно на опыте существующих водонапорных беспатровых башен. Во всяком случае при наличии грунтового водоснабжения с тем-

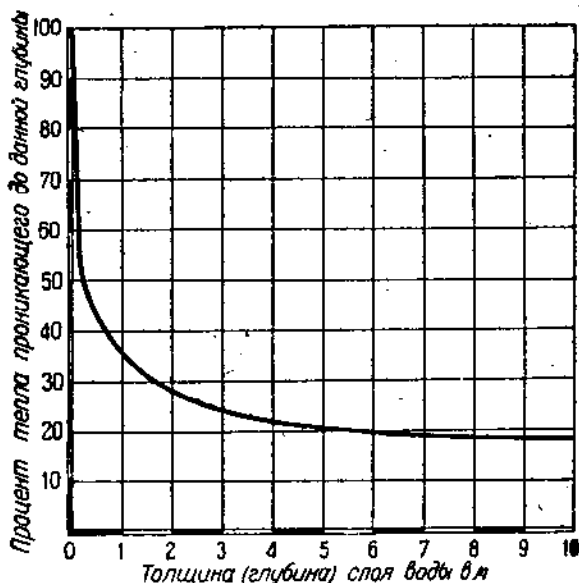


Рис. 52.

¹ См. ниж. Земсков П. И., К вопросу об эксплуатации водонапорных башен. Труды I Всесоюз. водопров. и с.-тех. съезда, вып. 4, часть 2, стр. 73—77, М. 1928.

² См. Ласточкин, Стоячие водоемы, озера и пруды, изд. „Основа“, 1925.

температурой воды в зимнее время более $+5^{\circ}\text{C}$ и при емкости бака не менее 250 м^3 возможность замерзания воды для средней полосы СССР совершенно исключена. В тех случаях, когда источником водоснабжения является река, опасность замерзания воды в баке при прочих равных условиях больше, и если отказаться от шатра, то необходимо утеплить самый резервуар (например соломитовыми плитами) по наружной поверхности стенок. Так как для соломы величина $\lambda = 0,05$ при толщине слоя $\delta = 0,05 \text{ м}$, то, вводя отношение $\frac{\lambda}{\delta} = \frac{0,05}{0,05} = 1$ в знаменатель выражения для k_1 (см. выше), полу-

чим $k_1^1 = \frac{1}{0,20 + 1,0} = 0,833$; отсюда ясно, что при наличии утепления резервуара соломитом количество передаваемого тепла уменьшается в 6 раз, так как $\frac{k}{k_1^1} = \frac{5}{0,833} = 6$.

Однако такое непосредственное утепление стенок резервуара крайне неудобно для осмотра резервуара и его ремонта в случае появления например капиллярных трещин, особенно опасных в зимнее время по причине возможного замерзания в них воды с последующим разрушением стенок резервуара. Проф. М. Я. Чернышев (Владивосток) полагает, что утепление бетонных баков необходимо не в целях предохранения воды от замерзания, а в целях предохранения от деформаций самих баков при резких температурных колебаниях¹. Ввиду этого при необходимости утепления бака представляется целесообразным сохранить шатер, который одновременно будет служить для доступа к баку в целях осмотра и ремонта. Но самый шатер следует удешевить, отказавшись от железобетонной конструкции и перейдя на деревянную; это тем более разумно, что шатер обычно бетонируется в сплошной двухсторонней опалубке, стоимость которой достигает 30—40% стоимости обычного деревянного шатра.

Подводя итоги всему изложенному, приходим к выводам:

1. Шатры на водонапорных башнях не нужны вовсе:

- а) при благоприятных климатических условиях;
- б) при грунтовом водоснабжении с минимальной температурой воды в зимнее время $+5^{\circ}\text{C}$;
- в) при наличии утепления вокруг стенок днища и перекрытия бака.

2. Железобетонные шатры водонапорных башен должны по экономическим соображениям заменяться деревянными:

- а) для всех железобетонных башен малой и средней высоты (15—30 м) независимо от их емкости;
 - б) для всех башен на железобетонных колоннах;
 - в) для всех башен большой емкости (независимо от высоты).
3. Железобетонные шатры могут быть сохранены:

¹ См. проф. М. Я. Чернышев, "Нужен ли шатер на водонапорной башне", "Санитарная техника" № 11—12, 1932.

а) для всех железобетонных башен большой высоты при малой емкости резервуара;

б) в условиях большой ветровой нагрузки.

Экономический эффект подобных мероприятий может выражаться:

1) при полном отказе от шатра — от 15 до 25% к строительной стоимости башни (меньшая цифра относится к высоким, большая — к низким башням и особенно к башням на отдельных железобетонных колоннах);

2) при замене железобетонного шатра деревянным с оставлением железобетонного поддона (консольной железобетонной плиты, служащей основанием шатра) и при учете уменьшения общего веса башни за счет облегчения шатра, опорного корпуса и основания башни — от 10 до 15% к строительной стоимости башни.

I. Цилиндрический железобетонный шатер.

Цилиндрический железобетонный шатер, наиболее часто применяемый на практике, состоит из следующих конструктивных элементов (рис. 53):

1) конического или, реже, сферического купольного покрытия, которое в свою очередь может быть со световым фонарем или же без такового;

2) цилиндрических стенок, в верхней части которых устраиваются обычно световые окна;

3) консольной кольцевой плиты, поддерживающей стенки шатра и воспринимающей давление как самих стенок, так и действующих на стенки нагрузок.

Внешняя поверхность всего шатра утепляется соломитовыми плитами или тому подобными нетеплопроводными материалами.

Цилиндрический железобетонный шатер такого типа может быть применен для железобетонных башен с цилиндрическим резервуаром независимо от конструкции опорного корпуса башни.

Геометрические размеры шатра определяются габаритами резервуаров башни. Так например внутренний диаметр цилиндрических стенок шатра принимается равным $D_1 = d + 1,50$ м, где d — внешний диаметр цилиндрического резервуара. Внешний диаметр шатра D определяется толщиной стенок и толщиной плит утепления, облегающего шатер, т. е. $D = D_1 + 2(\delta_1 + \delta_2)$, где δ_1 — толщина железобетонной стенки резервуара, δ_2 — толщина утепляющей прослойки.

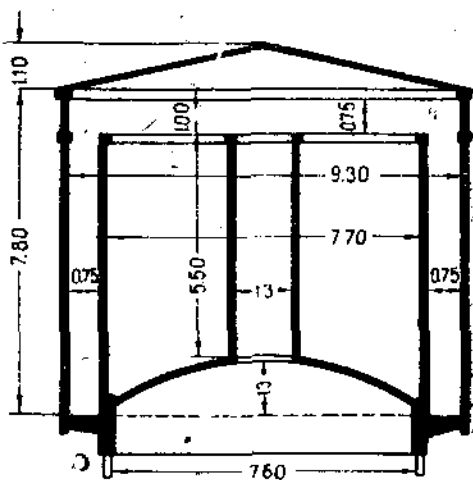


Рис. 53.

Высота стенок шатра берется от $H = h + 0,50$ м до $H = h + 1,0$ м, где h — полная высота стенок резервуара.

Рассмотрим способы расчета отдельных элементов железобетонного шатра.

Коническое купольное покрытие шатра.

При проектировании конических (и сферических) перекрытий шатров обычно принимаются следующие соотношения геометрических размеров (рис. 54).

Стрелка купола f — от 0,125 до 0,20 D , что дает для угла наклона образующей конуса (или касательной к сферическому куполу) к горизонту величину в пределах примерно от $\alpha = 14^\circ$ до $\alpha = 22^\circ$, так как $\operatorname{tg} \alpha = \frac{f}{0,5 D} = \frac{2f}{D}$, и следовательно $\operatorname{tg} \alpha$ равен от 0,25 до 0,40.

Длина образующей конуса $l = \sqrt{\left(\frac{D}{2}\right)^2 + f^2}$.

Площадь конического покрытия

$$F = \pi \frac{D}{2} l = \frac{\pi D}{2} \sqrt{\left(\frac{D}{2}\right)^2 + f^2}.$$

Толщина бетонной части перекрытия принимается согласно § 56 ТУ и не менее $\delta_1 = 0,08$ м.

Вес перекрытия $G_1 = \delta_1 F \cdot \gamma$,

где $\gamma = 2,4$ т — вес 1 м³ железобетонной кладки (см. § 23 ТУ и Н).

Вес утепления $G_2 = q_1 F$,

где $q_1 = 16,3$ кг — вес 1 м² соломы.

Вес кровли $G_3 = q_2 F$,

где $q_2 = 30$ кг — вес 1 м² кровли.

Суммарный вес $G_0 = G_1 + G_2 + G_3$.

Временные нагрузки:

1. Давление снега.

Давление снега определяется по „Единым нормам строительного проектирования“ (см. ОСТ 4535¹ „Внешние силы“), а именно

$$p_s = p_s^0 (1 + 0,002 h) (45 - \alpha),$$

где p_s — вертикальное давление снега (в кг на 1 м² воспринимающей поверхности),

p_s^0 — эмпирическая величина (в кг на 1 м²), зависящая от географического положения местности (широты и долготы по Гринвичскому меридиану); значения p_s^0 приведены

в табл. 5 „Приложений“ к „Единым нормам“, ОСТ 4535, h — высота

¹ Для проектов, начатых разработкой после 1/VI 1933 г., давление снега должно определяться по новым нормам ОСТ 4535/3, согласно которым величина снеговой нагрузки может составлять от 0 до 150 кг/м², в зависимости от угла наклона кровли α и толщины снегового покрова h , устанавливаемой для разных пунктов СССР по данным Климатологического справочника.

над уровнем моря (в м), указанная в табл. 6 „Приложений“ к „Единым нормам“, α — угол наклона в градусах к горизонту поверхности, воспринимающей нагрузку от снега.

Пример 1. Для Москвы по табл. 6 (см. ОСТ 4535) широта $55^{\circ}46'$, долгота $37^{\circ}40'$, $h = 137$ м, тогда по табл. 5 (без интерполяции) $p^0 = 2,07$ и следовательно $p_c = 2,07 (1 + 0,274) (45 - \alpha) = 2,64(45 - \alpha)$.

Пример 2. Для Ленинграда по тем же таблицам: широта — $59^{\circ}56'$; долгота $30^{\circ}16'$, $h = 5$ м; соответственно $p^0 = 2,07$, и следовательно $p_c = 2,07 (1 + 0,010) (45 - \alpha) = 2,09 (45 - \alpha)$.

Давление снега (в кг) на всю поверхность перекрытия

$$P_c = p_c F.$$

2. Давление ветра.

Давление ветра определяется по тем же „Единым нормам“, ОСТ 4535, по формуле

$$p_s = k(p^0 + k_1 h),$$

где p_s — давление ветра (в кг) на 1 м^2 воспринимающей поверхности, считая давление нормальным к поверхности, а направление ветра горизонтальным;

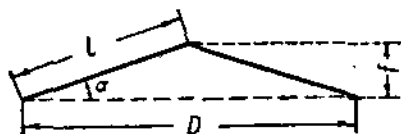


Рис. 54.

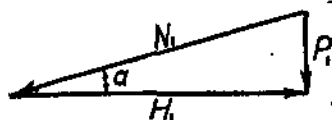


Рис. 55.

k — коэффициент обтезания, оценивающий форму поверхности и расположение ее к воздушному потоку. В случае отсутствия опытных данных значение k принимается по табл. 1 и 2 „Приложений“ к „Единым нормам“ (в различных случаях имеет место изменение величины k от 0 до 1,50);

p^0 — давление ветра (в кг) на 1 м^2 на уровне земли, зависящее от максимальной скорости ветра и от условий местной защищенности сооружения. При отсутствии метеорологических наблюдений за срок не менее 30 лет p^0 берется по табл. 3 „Приложений“ к „Единым нормам“;

h — полная высота сооружения (в м);

k_1 — расчетный коэффициент, принимаемый по табл. 4 „Приложений“ к „Единым нормам“ и составляющий для башен

$$k_1 = 1 - 0,33 \frac{k_1}{h}.$$

Согласно указаниям „Единых норм“ величина $p^0 + k_1 h$ принимается во всяком случае не более 150 кг/м^2 .

Для конического перекрытия башенных шатров угол $\alpha = 14 - 22^{\circ}$, т. е. $< 30^{\circ}$; в этом случае по „Единым нормам“ $k = 0$, и следовательно $p_s = 0$, т. е. давление ветра равно нулю.

Полное давление на перекрытие от временной и постоянной нагрузок

$$P_1 = G_0 + P_s.$$

Разлагая силу P_1 на составляющие, имеем (рис. 55): меридиональная составляющая $N_1 = \frac{P_1}{\sin \alpha}$,

горизонтальная составляющая $H_1 = \frac{P_1}{\operatorname{tg} \alpha}$.

Сжимающее усилие в нижнем сечении конического купола: $N = \frac{N_1}{2 \pi R}$, где R — радиус основания конического купола.

Необходимая толщина купола по меридиональной силе:

$$\delta_k = \frac{P_N}{b \cdot n_{\sigma}} = \frac{P_N}{100 \cdot 45}$$

или по горизонтальной силе:

$$\delta_k = \frac{H}{l \cdot b \cdot n_{\sigma}},$$

где l — длина образующей.

Как уже было указано в соответствии с § 56 ТУ и H толщина покрытия принимается не менее $\delta_k = 0,08$ м.

Арматура ставится: а) радиальная в количестве 5 стержней $\varnothing 6-8$ мм на 100 см, б) кольцевая — в том же количестве.

Опорное кольцо под перекрытием шатра.

Растягивающая сила $P_z = \frac{H_1}{2 \pi}$.

Необходимая площадь арматуры $f_{ac} = \frac{P_z}{n_{ac}}$.

Укладывается обычно от 4 до 8 стержней $\varnothing 1/2 - 3/4$ ".

Сечение опорного кольца обычно в пределах 15×20 см до 35 — 45 см.

Хомуты ставятся через 20 — 25 см $\varnothing 6$ мм (1/4") (рис. 56).

Определение напряжений в простенках между окнами шатра.

Длина средней окружности железобетонной части шатра:

$$s = \pi D_c = \pi (D_1 + \delta),$$

где δ — толщина стенки шатра.

Ширина окна принимается порядка $b = 1,5 - 2,0$ м, при высоте $h_1 = 0,50 - 0,75$ м, а ширина простенка $b_1 = 0,40 - 0,70$ м.

Число окон в шатре $n = \frac{s}{b + b_1}$, причем обычно $n = 10 - 16$.

Размеры и число окон в шатре диктуются в значительной мере требованиями архитектурного оформления башни.

Нагрузки: 1) вес перекрытия $G_0 = G_1 + G_2 + G_3$, 2) снег $= P_s$, 3) вес опорного кольца перекрытия равен G_4 , 4) вес простенков $G_5 = \delta \cdot b \cdot h_1 \gamma$.

Полное давление на все простенки числом n :

$$P_2 = P_s + G_0 + G_4 + G_5.$$

Вертикальное давление, приходящееся на один простенок:

$$p_2 = \frac{P_2}{n}.$$

Дополнительная нагрузка на простенок от действия ветра:

$$p_s = k(p_s^0 + k_1 h),$$

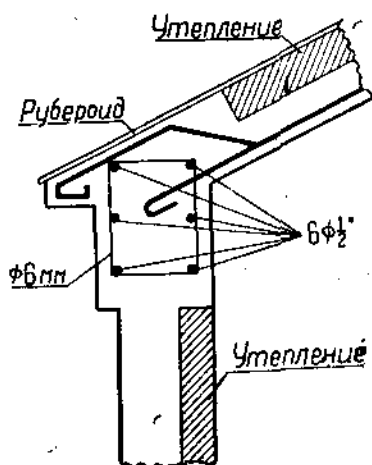


Рис. 56.

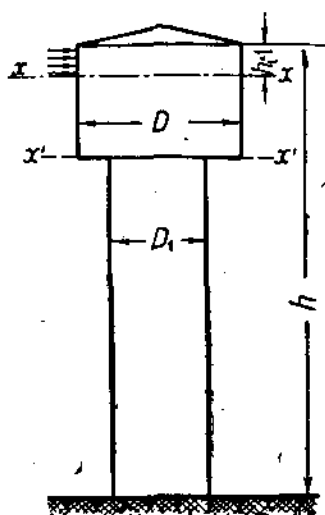


Рис. 57.

причем коэффициент обтекания $k = 0,60$ (для башен круглого сечения — см. табл. 2 „Приложений“ к „Единым нормам“);

$p_s^0 = 50$ (для сооружений, свободно стоящих на открытом месте, — см. табл. 3 „Приложений“ к „Единым нормам“);

$$k_1 = 1 - 0,33 \frac{h_1}{h}, \text{ при } h_1 = 1,0 \text{ м; } k_1 = 1 - \frac{0,33}{h}.$$

Таким образом в нормальных условиях при $h_1 = 1$ м (рис. 57)

$$p_s = 0,60 \left[50 + \left(1 - \frac{0,33}{h} \right) h \right] = 0,6 (49,67 + h) = 29,8 + 0,6 h.$$

Полное давление ветра

$$P_s = p_s D h_1.$$

Плечо момента от ветра относительно сечения $x-x'$, лежащего в нижней плоскости оконных простенков $a = \frac{h_1}{2}$,

следовательно момент от ветра $M_s = P_s a = P_s \frac{h_1}{2} \text{ кг|м.}$

Дополнительные нагрузки на колонны (рис. 58) при числе простенков $n = 12$ составляют:

$$P_1'; P_2'; P_3'; P_4'; P_5';$$

соответственно этому:

$$M_1 = P_1' a_1; M_2 = P_2' a_2; M_3 = P_3' a_3; M_4 = P_4' a_4; M_5 = P_5' a_5.$$

Деля обе части выражений на a_1^2, a_2^2, a_3^2 и т. д., получим

$$\frac{M_1}{a_1^2} = \frac{P_1'}{a_1}; \frac{M_2}{a_2^2} = \frac{P_2'}{a_2}; \frac{M_3}{a_3^2} = \frac{P_3'}{a_3}; \frac{M_4}{a_4^2} = \frac{P_4'}{a_4}; \frac{M_5}{a_5^2} = \frac{P_5'}{a_5}.$$

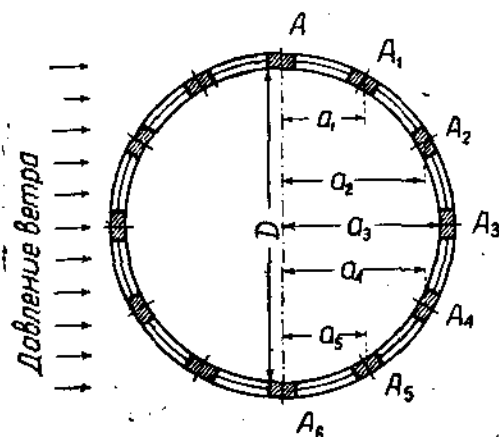


Рис. 58.

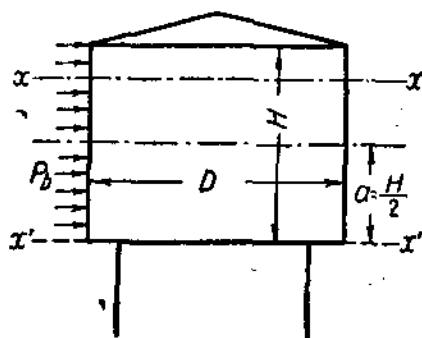


Рис. 59.

Выражая это общим соотношением, имеем:

$$\frac{M_1}{a_1^2} = \frac{M_2}{a_2^2} = \frac{M_3}{a_3^2} = \frac{M_4}{a_4^2} = \frac{M_5}{a_5^2} = C_0 (= \text{const}),$$

откуда:

$$M_1 = C_0 a_1^2; M_2 = C_0 a_2^2; M_3 = C_0 a_3^2; M_4 = C_0 a_4^2; M_5 = C_0 a_5^2.$$

Так как давление ветра воспринимается всеми простенками, то на одну половину шатра с подветренной стороны приходится половина ветрового момента, или

$$\frac{M_s}{2} = M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_5 = C_0 (a_1^2 + a_2^2 + a_3^2 + a_4^2 + a_5^2).$$

Отсюда коэффициент C_0 :

$$C_0 = \frac{M_s}{2 (a_1^2 + a_2^2 + a_3^2 + a_4^2 + a_5^2)}.$$

Наибольшая дополнительная нагрузка по рис. 58 составляет $p'_3 = C_0 a_3$,

$$\text{так как } a_3 = \frac{D_1}{2}.$$

Полное расчетное давление на один простенок $p'_2 = p_2 + p'_3$.
Ставя двойную вертикальную арматуру $\varnothing 3/8 - 1/2''$ через 10 см, с хомутами $\varnothing 1/4''$ — через 20 см, получим некоторую площадь сечения железа $f_{ж}$.

Приведенная площадь сечения

$$f_{np} = f_{\sigma} + 16 f_{ж} \text{ (в см}^2\text{)},$$

причем $f_{\sigma} = \delta \cdot b_1$ — площадь поперечного сечения простенка.

Действующее напряжение в бетоне

$$n_{\sigma} = \frac{p'_2}{f_{np}}.$$

Цилиндрическая стенка шатра.

Железобетонная цилиндрическая стенка рассчитывается по принципу неравномерно сжатого кольцевого сечения, подвергающегося осевому сжатию и изгибу от бокового давления ветра.

Нагрузки: а) снег $= P$, б) вес перекрытия $G_0 = G_1 + G_2 + G_3$, в) вес опорного кольца перекрытия, равный G_4 , г) вес простенков, равный G_5 .

Суммарное давление перечисленных нагрузок до сечения $x-x$
 $P_2 = P + G_0 + G_4 + G_5$.

Вес опорного кольца под простенками

$$G_6 = \frac{\pi}{4} (D^2 - D_1^2 h_2) \gamma.$$

Вес цилиндрической части стенок шатра

$$G_7 = \frac{\pi}{4} (D^2 - D_1^2) h_3 \gamma,$$

где h_3 — высота стенки.

Вес утепления цилиндрической стенки соломитов при весе 1 м² соломита 16,3 кг:

$$G_8 = 16,3 \pi D h_3.$$

Полное давление в сечении $x'-x'$ (рис. 60) по всей окружности шатра:

$$P_3 = P_2 + G_6 + G_7 + G_8.$$

Давление на 1 пог. м длины окружности стенки шатра $p_3 = \frac{P_3}{\pi D}$.

Давление ветра на шатер.

Давление ветра на перекрытие шатра, как уже установлено, при $\alpha < 30^\circ$ составляет $p_v = 0$ (в соответствии с „Едиными нормами“).

Давление ветра на поверхность цилиндрических стенок шатра (рис. 59):

$$P_s = p_s \cdot D \cdot H,$$

где D — внешний диаметр шатра,
 H — полная высота стенок шатра.

Величина p_s при $k = 0,60$, $p_s^0 = 50$ и $k_1 = 1 - 0,33 \frac{H}{h}$ составит $p_s = 0,6 [50 + (1 - 0,33 \frac{H}{h}) h]$, причем h — полная высота башни от обреза фундамента до карниза перекрытия.

Плечо ветрового момента M_s составит $\frac{H}{2} = a$, следовательно:

$$M_s = P_s \cdot a.$$

Эксцентриситет $e = \frac{M_s}{P_s}$; радиус сечения $r = \frac{D}{2}$.

Радиус ядра сечения

$$r = \frac{D^2 + d^2}{8D};$$

при

$$D \approx d; r = \frac{D^2 + D^2}{8D} \approx \frac{D}{4} \approx \frac{r}{2}.$$

Если $e < r$, то все сечение сжато.

Площадь сечения цилиндрической стенки в см^2 :

$$F = \frac{\pi}{4} (D^2 - D_1^2).$$

Момент инерции сечения в см^4 :

$$I = \frac{\pi}{64} (D^4 - D_1^4).$$

Момент сопротивления сечения:

$$W = \frac{I}{r}.$$

Максимальное напряжение бетона на сжатие:

$$\sigma_s = \frac{M_s}{W} \pm \frac{P_s}{F}.$$

Арматура ставится: а) кольцевая (горизонтальная) в количестве 5 стержней на 100 см (т. е. через 20 см) $\varnothing \frac{3}{8} - \frac{1}{2}$ ", б) вертикальная — в том же количестве.

Пол шатра в виде консольной кольцевой плиты (поддона).

Пол шатра рассчитывается как консольная плита, нагруженная сосредоточенной нагрузкой у свободного конца (давление стенок шатра) и равномерно распределенной по всей длине вылета консоли (полезная нагрузка, приходящаяся на пол шатра) (рис. 60).

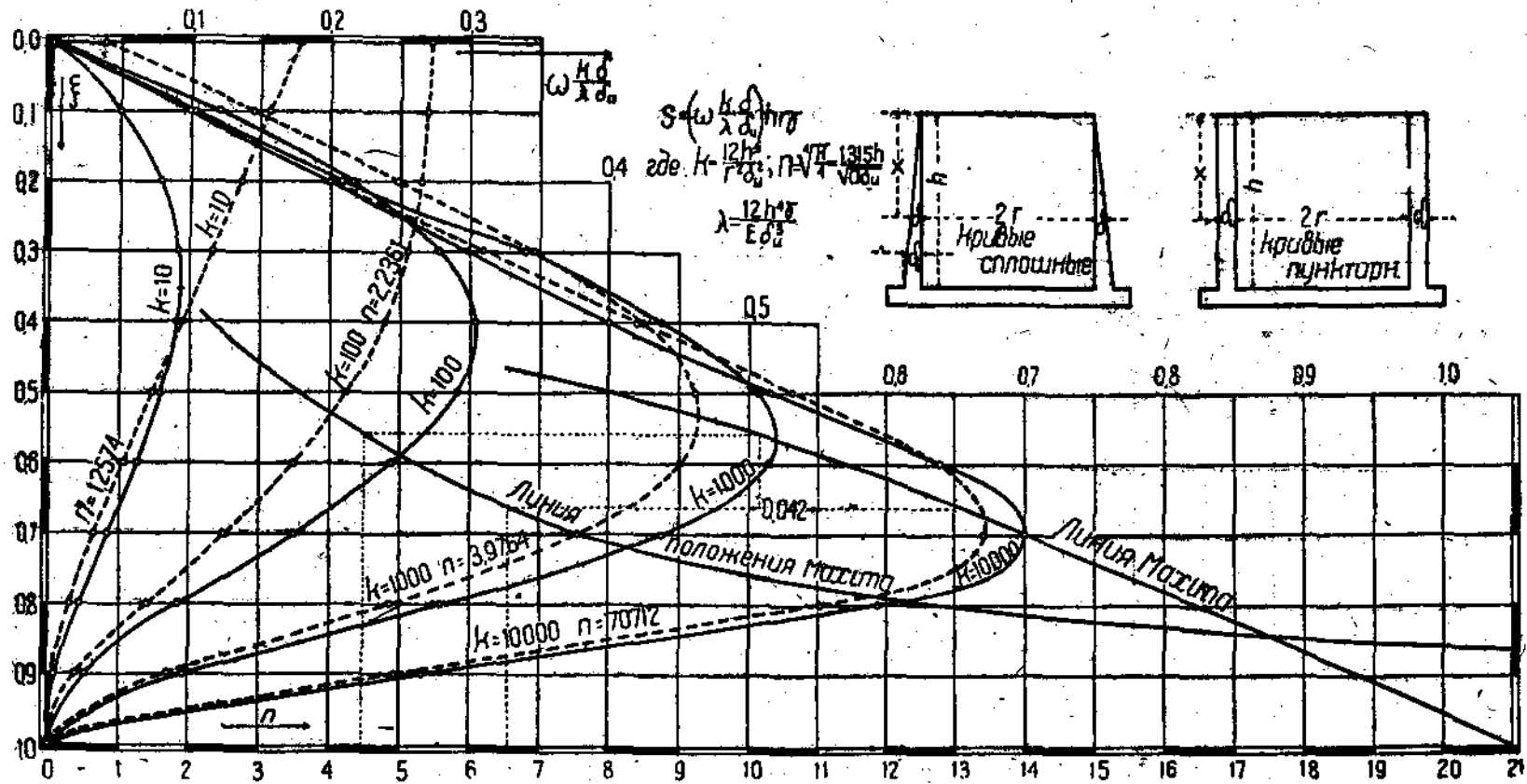


Рис. 21.

Изменение величины $\omega \frac{h}{\lambda} \frac{z}{\lambda}$ в различных частях стенки

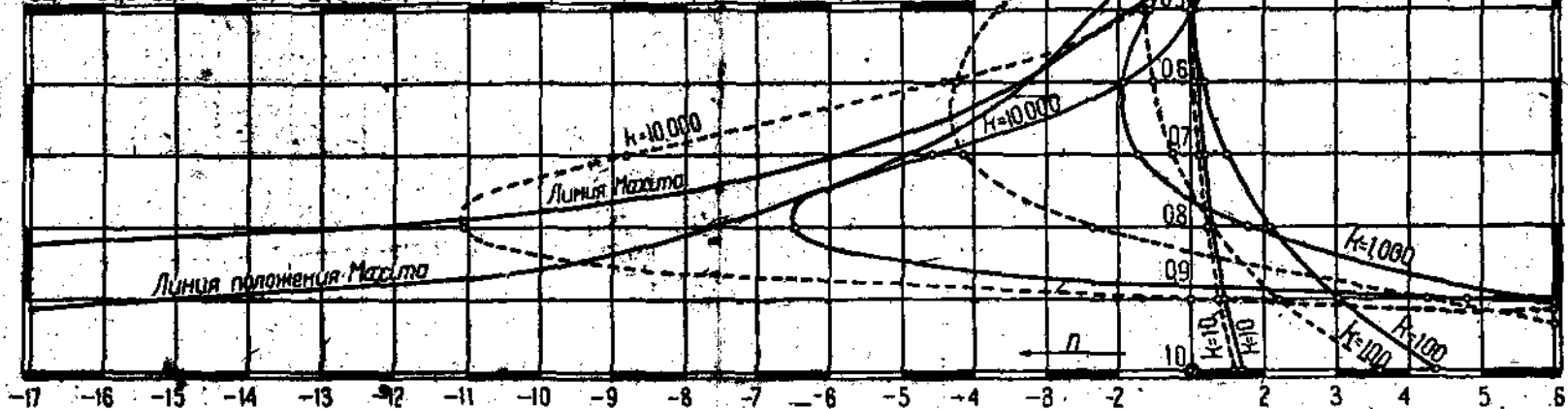
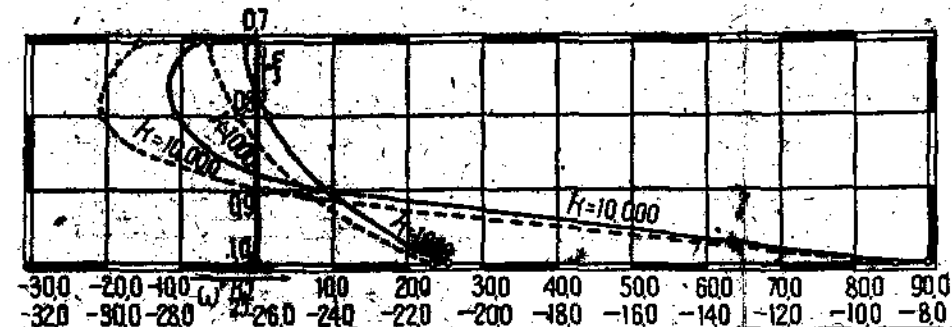


Рис. 22

Средняя толщина плиты (поддона)

$$\delta_k = \frac{\delta_1 + \delta_2}{2}$$

Собственный вес 1 м² плиты $q_1 = \delta_k \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot \gamma = 2400 \delta_k$ кг.

Вес 1 м² утепления $q_2 = 16,3$ кг.

Полезная нагрузка на 1 м² площади пола (согласно „Единым нормам“, ОСТ 4536) $q_3 = 250$ кг.

Полная нагрузка на 1 м²:

$$q_0 = q_1 + q_2 + q_3$$

Давление на 1 пог. м стенки от веса стенок и перекрытия шатра со всеми нагрузками:

$$p_s = \frac{P_s}{\pi D}$$

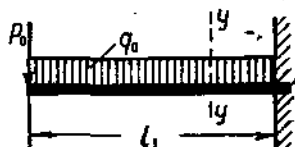


Рис. 60.

Добавочное давление на 1 пог. м от действия ветра:

$$p_s' = \frac{2 M_s}{\pi D^2}$$

Полная сосредоточенная нагрузка, приложенная по внешнему краю плиты:

$$p_s' = p_s + p_s'$$

Та же нагрузка, отнесенная к 1 пог. м окружности консольной плиты у опоры:

$$p_0 = p_s' \frac{D}{D - 2 l_1}$$

где l_1 — вылет консольной плиты.

Изгибающий момент в плоскости заделки (у опоры консольной плиты):

$$M_0 = p_0 l_1 + \frac{q_0 l_1^2}{2}$$

Перерезывающая сила в опорном сечении консольной плиты:

$$Q_0 = p_0 + q_0 l_1$$

Усилие от сосредоточенной силы в сечении $y-y$ шириной в 1 м на расстоянии $l_y = \frac{l_1}{2}$ от опоры составит (рис. 62):

$$p_y = p_0 \frac{D}{D - l_y}$$

Момент в сечении $y-y$ на расстоянии $l_y = \frac{l_1}{2}$ от опоры:

$$M_y = p_y l_y + \frac{q_0 l_y^2}{2}$$

Перерезывающая сила в том же сечении:

$$Q_y = p_y + \frac{q_0 l_y}{2}.$$

Необходимая толщина консольной плиты:

а) у опоры $h = h_1 + a$, причем $a = 1 - 2$ см,

$$h_1 = k_1 \sqrt{\frac{M_0}{b}};$$

б) в сечении $y - y$

$$h_1 = k_1 \sqrt{\frac{M_y}{b}}.$$

Армирование производится в радиальном направлении рабочей арматурой площадью $f_{ж} = k_2 b \sqrt{\frac{M}{b}}$; в кольцевых направлениях — распределительной арматурой (через 20 см).

Пример армирования дан на рис. 61.

2. Шатер из отдельных железобетонных стоек с промежуточным заполнением.

Шатры из отдельных железобетонных стоек с промежуточным заполнением могут быть применяемы для башен с опорным корпусом в виде системы вертикальных или наклонных железобетонных колонн. Взамен сплошной консольной плиты (поддона) в этом случае должны быть устроены отдельные консольные балки, передающие давление стоек шатра с приходящейся на них нагрузкой на опорные колонны башни.

Для равномерной передачи давления шатра число составляющих его стоек принимается равным числу колонн башни, а расположение тех и других в плане должно быть осуществлено в одних и тех же вертикальных плоскостях.

Заполнение между стойками устраивается в виде тонких железобетонных плит с утеплением, не несет никакой вертикальной нагрузки и подвергается только давлению ветра. Промежутки между консольными балками должны быть заполнены легкими горизонтальными железобетонными плитами, образующими пол шатра и подверженными действию одной только равномерно распределенной полезной нагрузки равной 250 кг/м^2 и веса утепления.

Таким образом рассматриваемый тип шатра из отдельных железобетонных стоек состоит из следующих конструктивных элементов:

1) верхнего перекрытия с опорным кольцом для передачи давления от перекрытия на стойки шатра;

2) железобетонных стоек с заполнением из легких железобетонных плит;

3) опорной бордюрной балки, воспринимающей давление заполнения между стойками шатра и передающей его на поперечные консольные балки;

4) консольных балок, воспринимающих все давление шатра и передающих его железобетонным колоннам опорного корпуса башни;

5) пола шатра из легких горизонтальных плит, заполняющих проемы между консольными балками.

Рассмотрим способы расчета перечисленных элементов.

1. Верхнее перекрытие — коническое или сферическое — рассчитывается по методу, уже изложенному при рассмотрении цилиндрического шатра. Опорное кольцо под перекрытием, имеющее назначением передавать давление от собственного веса перекрытия с внешними нагрузками на отдельные стойки шатра, может рассматриваться как многопролетная неразрезная железо-

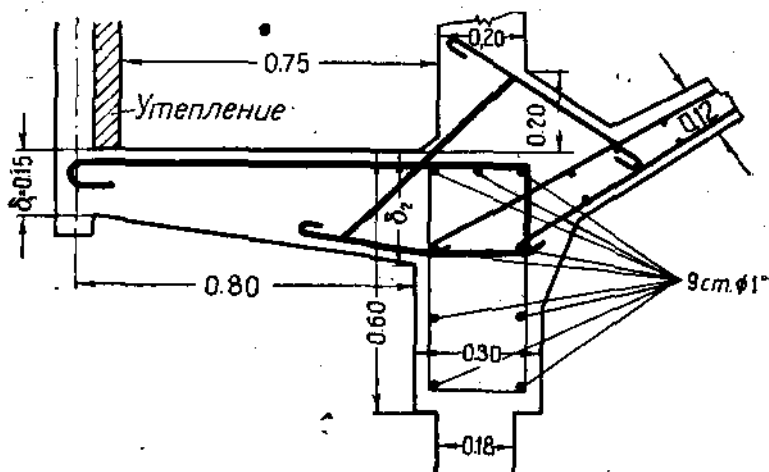


Рис. 61.

бетонная балка. В силу этого расчетные изгибающие моменты от сплошной равномерной распределенной нагрузки и собственного веса балки будут равны:

$$\text{на опорах } M_0 = -0,083 (g + p) l^2,$$

$$\text{в пролете для } x = \frac{l}{2}; M = +0,083 (g + p) l^2,$$

причем g — собственный вес балки, p — нагрузка.

2. Железобетонные стойки шатра воспринимают вертикальное давление от перекрытия шатра со снеговой нагрузкой и от веса опорного кольца перекрытия, а также испытывают дополнительную нагрузку от горизонтального давления ветра. Аналогичный случай работы железобетонных стоек был разобран при определении напряжений в простенках между окнами цилиндрического шатра. Применяя этот случай к расчету стоек шатра, необходимо иметь в виду, что согласно § 45 ТУ и Н, обычный расчет сжатых железобетонных стоек может допускаться только при отношении высоты стойки к наименьшему поперечному раз-

меру ее сечения, т. е. $\frac{h}{b}$ не более 14 (при прямоугольном сечении).

Железобетонные стойки при $\frac{h}{b} \geq 14$ должны рассчитываться с учетом продольного изгиба.

Железобетонные плиты, заполняющие проемы между стойками шатра, могут рассматриваться как многопролетные плиты с частичным защемлением, в силу чего расчетные изгибающие моменты составят:

$$\text{на опорах } M_0 = \frac{1}{8} p l^2,$$

$$\text{в пролетах } M = \frac{1}{10} p l^2.$$

Эти моменты вызываются действием горизонтальной ветровой нагрузки, определяемой по уже известной формуле $p_s = k(p_s^0 + k_s h)$, причем значения коэффициентов устанавливаются „Приложениями“ к „Единым нормам“, ОСТ 4535. Следует напомнить, что вертикальной нагрузки плиты заполнения не несут, так как давление перекрытия шатра через посредство опорного кольца передается на отдельные стойки шатра.

3) Опорная бордюрная балка несет нагрузку от стен шатра (т. е. заполнения) с утеплением и, охватывая шатер по нижнему периметру, связывает собою свободные концы консольных балок шатра, придавая необходимую жесткость всей конструкции. Это позволяет рассматривать бордюрную балку как неразрезную многопролетную балку, загруженную равномерно распределенной нагрузкой от веса заполнения и собственного веса балки.

Изгибающие моменты для такой балки составят:

$$\text{на опорах } M_0 = -\frac{1}{12} (g + p) l^2,$$

$$\text{в пролете } M = +\frac{1}{12} (g + p) l^2.$$

4) Консольные балки в рассматриваемом типе шатра служат для восприятия давления от шатра со всеми действующими на него нагрузками и для передачи этого давления на колонны опорного корпуса башни.

При числе консолей, равном n , на каждую консоль действует:

А) Сосредоточенная нагрузка $P = P_1 + P_2$, приложенная на свободном конце консольной балки, причем:

P_1 — давление от собственного веса одной стойки шатра (при числе их n) с приходящейся на нее вертикальной нагрузкой и дополнительным действием ветра;

P_2 — давление от собственного веса бордюрной балки с приходящейся на нее нагрузкой от плит заполнения с утеплением.

Б) Сплошная нагрузка, распределенная по длине консольной балки и составляющая $q = q_1 + q_2$, причем q_1 — собственный вес

консольной балки; q_2 — собственный вес пола шатра с полезной нагрузкой и утеплением.

Изгибающие моменты:

$$M_x = -Px + \left(-\frac{q x^2}{2} \right),$$

$$M_{\max} = -P + \left(-\frac{q l^2}{2} \right).$$

Поперечная сила:

$$\text{в любом сечении } Q_x = P + qx,$$

$$\text{в опорном сечении } Q = P + ql.$$

При определении скалывающих напряжений подлежит руководствоваться ТУ и Н § 74 — 81.

б) Пол шатра состоит из легких горизонтальных железобетонных плит, заполняющих проемы между консольными балками. Эти плиты могут рассматриваться как многопролетные с частичным защемлением. Изгибающие моменты при этих условиях будут составлять:

$$\text{на опорах } M_0 = -0,125 (q + g) l^2,$$

$$\text{в пролете } M = +0,10 (q + g) l^2,$$

причем q — полезная нагрузка на пол шатра, составляющая 250 кг/м^2 ,

g — собственный вес железобетонной плиты с утеплением.

В заключение следует отметить, что устройство железобетонных шатров из отдельных стоек, опирающихся на отдельные консольные балки, является менее рациональным, нежели устройство сплошного железобетонного цилиндрического шатра на сплошной консольной плите, ввиду большей сложности из-за наличия ряда мелких элементов: 1) монтажа железной арматуры, 2) установки опалубки и 3) набивки бетона. Именно этим объясняется сравнительная нераспространенность шатров из отдельных железобетонных стоек в практике башенного строительства.

3. Шатры водонапорных башен с баками Интце.

Для водонапорных башен с резервуарами системы Интце могут быть устраиваемы как цилиндрические железобетонные шатры, так и шатры из отдельных железобетонных стоек с промежуточным заполнением.

Однако устройство железобетонных шатров указанных типов вокруг баков Интце представляется более сложным, чем при обычных цилиндрических резервуарах, так как вследствие своеобразной формы днища системы Интце вылет консольной плиты (поддона), поддерживающей стенки шатра или консольных балок, поддерживающих отдельные стойки, становится более значительным. В силу той же причины увеличивается диаметр шатра и площадь верхнего перекрытия, а следовательно и кубатура железобетонной кладки шатра, что вызывает увеличение веса всей конструкции, передава-

щейся на консольную плиту (или консольные балки) и влечет за собой возрастание стоимости башни.

В целях удешевления железобетонного шатра для башен с резервуарами системы Интце опорная часть шатра проектируется обычно не в виде сплошной консольной плиты или отдельных консольных балок, а в виде опрокинутого усеченного конуса, т. е. по типу конической части стенок резервуара системы Интце.

Способ расчета опрокинутого усеченного конуса был разобран при рассмотрении статического расчета резервуаров системы Интце. Стенки такой конической плиты испытывают только сжимающие усилия от меридиональной составляющей вертикальной нагрузки, для противодействия же горизонтальной силе в нижнем сечении железобетонного конуса должно быть устроено железобетонное опорное кольцо, располагаемое в теле опорного корпуса башни, ниже опорного кольца резервуара. В тех случаях, когда конические стенки шатра непосредственно примыкают к опорному кольцу резервуара, последнее должно быть усилено дополнительной арматурой. Подобный случай может иметь место главным образом для башен с резервуарами Интце с углом наклона конической части стенок к горизонту $\alpha = 60^\circ$. Применение опрокинутого усеченного конуса для опорной части железобетонного шатра вокруг резервуаров системы Интце позволяет снизить расход железобетонной кладки шатра на 10—15%.

Баки системы Интце имеют обычно большую емкость, ввиду чего соответственно указаниям в начале настоящей главы необходимость в шатре для них является довольно относительной. Так, при условии постоянной температуры поступающей в резервуар воды (например грунтовая с постоянной температурой $+5^\circ\text{C}$) и в умеренном климате (отсутствие устойчивых и затяжных морозов) необходимость в шатре отпадает вовсе. При менее благоприятных условиях взаимен шатра достаточны утепление стенок и днища резервуара по наружным поверхностям и устройство над резервуаром легкого утепленного перекрытия.

Для бесперебойной эксплуатации башни, т. е. для возможности доступа для осмотра и ремонта стенок и днища резервуара без перерыва в работе бесшатровой башни, желательно устройство в баке системы Интце внутренней кольцевой перегородки по типу изображенной на рис. 37.

4. Шатры для башен с прямоугольными баками.

Для башен на отдельных колоннах с прямоугольными резервуарами применяются главным образом прямоугольные в плане шатры из отдельных железобетонных стоек с промежуточным заполнением из легких железобетонных плит с утеплением.

В тех случаях, когда прямоугольный резервуар имеет квадратное в плане сечение, допустимо устройство вокруг него цилиндрического шатра в виде сплошной железобетонной стенки или применение шатра из отдельных стоек, расположенных в плане в форме правильного многоугольника. Это способствует уменьшению ков-

фициента обтекания при учете давления ветра на стенки шатра, так как для круглого сечения коэффициент обтекания составляет $k=0,80$, а для квадратного сечения $k=1,50$ („Единые нормы“, ОСТ 4535, приложение, табл. 2).

Устройство прямоугольных шатров в виде сплошных железобетонных прямоугольных стенок не рекомендуется, за исключением мелких объектов (башни с емкостью бака до 100 м³). Подобная конструкция будет работать как прямоугольная железобетонная рама, загруженная извне неравномерным давлением ветра, причем учет усилий, возникающих в раме от такой нагрузки, в частности учет действия моментов в углах рамы потребует ответственного увеличения толщины стенок всей конструкции, особенно ощутительного при больших размерах шатра.

Равным образом для поддержания шатров прямоугольного сечения целесообразнее применять отдельные железобетонные консольные балки с промежуточным заполнением из легких горизонтальных железобетонных плит, нежели сплошную консольную прямоугольную плиту, так как этим может быть достигнута более симметричная и сосредоточенная передача давления отдельных стоек шатра на его опорную часть и на главные колонны корпуса башни.

Расчет конструкции прямоугольных железобетонных шатров из отдельных стоек не представляет затруднений и производится в порядке, уже изложенном при рассмотрении шатров из отдельных стоек для цилиндрических резервуаров. Необходимо только при определении давления ветра учесть влияние прямоугольной формы шатра, выражающееся, как было отмечено, в увеличении коэффициента обтекания.

Крупные железобетонные прямоугольные резервуары при наличии благоприятных условий (постоянство температуры воды или умеренный климат) могут совсем не иметь шатров. В условиях менее благоприятных взамен шатра может быть применено непосредственное утепление стенок, днища и перекрытия резервуара нетеплопроводными материалами (по внешней поверхности). В целях удобного доступа для осмотра или ремонта стенок резервуара без перерыва в работе башни желательно устройство в резервуаре внутренних перегородок, разделяющих его на две или несколько камер (отделений).

VI. ОПОРНЫЙ КОРПУС ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ ВОДОНАПОРНОЙ БАШНИ.

Опорный корпус железобетонных водонапорных башен может представлять собою:

- 1) систему вертикальных или наклонных железобетонных колонн, объединенных посредством горизонтальных обвязок (ригелей) в пространственную раму (рис. 62), или
- 2) сплошную железобетонную цилиндрическую стенку (так называемый железобетонный стакан (рис. 13).

Экономическое сравнение башен обоих типов проводится в соответствующей главе, здесь же уместно отметить, что хотя башня на отдельных железобетонных колоннах и дает по сравнению

с башней на сплошном цилиндрическом железобетонном корпусе экономия в общей кубатуре железобетонной кладки от 10 до 35% (причем большая экономия достигается при мелких объектах), с другой стороны, башня на сплошной цилиндрической стенке позволяет применить подвижную опалубку при бетонировании цилиндрического корпуса и резервуара, чем создается эквивалентная экономия в расходовании лесоматериала. Если же учесть удешевление плотничных и других работ, а также ускорение всего

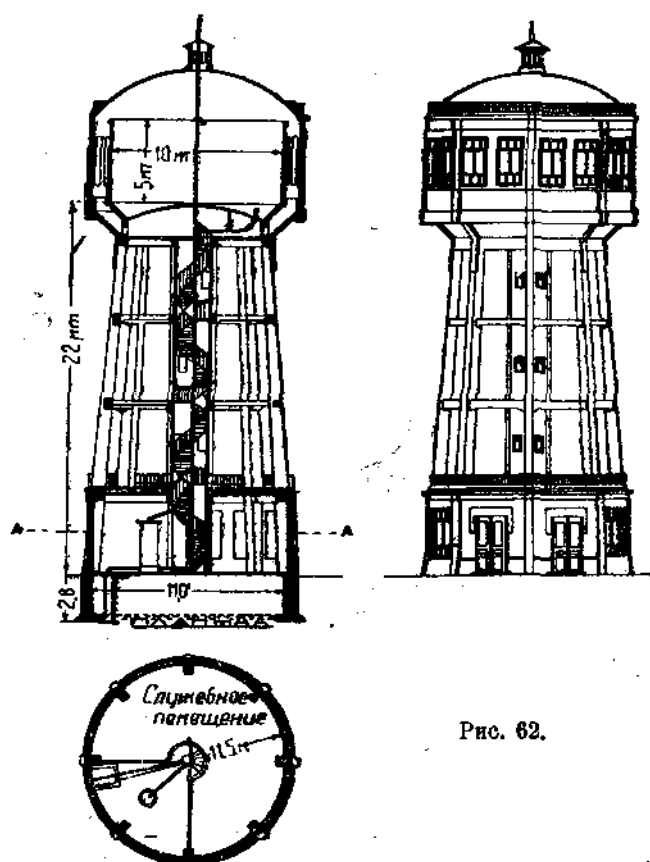


Рис. 62.

процесса возведения башни, то, как показывают сметные исчисления, резульативная экономия выражается в 8—12% в пользу башен на сплошной цилиндрической стенке для наиболее ходовых объектов емкостью от 250 до 750 м³, с высотой напора 25—30 м. Применение сплошного цилиндрического корпуса становится вообще более рациональным при увеличении высоты башни; наоборот, для невысоких объектов (15—20 м) может дать экономию применение башен на отдельных железобетонных колоннах.

Опорный корпус водонапорной башни, состоящий из отдельных железобетонных колонн, объединенных в общую систему горизон-

тальными обвязками, должен, строго говоря, рассчитываться как жесткая пространственная рама. Некоторые основания такого расчета излагаются в одной из последующих глав. Здесь же будет приведен более элементарный метод расчета колена башни, достаточно обоснованный теоретически и вполне оправдавший себя на практике.

Опорный корпус башни в виде сплошной цилиндрической стенки рассчитывается по способу, весьма сходному с расчетом дымовых железобетонных труб, отличаясь от него только более значительной величиной вертикальной нагрузки и отсутствием резкой разности температур у наружной и внутренней поверхности железобетонных стенок корпуса.

I. Опорный корпус башни из отдельных вертикальных железобетонных колонн.

Опорный корпус башни рассматриваемого типа может состоять из следующих конструктивных элементов:

1) опорного железобетонного кольца, передающего на колонны давление от веса резервуара с водой и от веса шатра с действующими на него нагрузками. В тех случаях, когда резервуар башни имеет плоское днище, требующее опирания по всей своей нижней поверхности, должно быть устроено ребристое перекрытие, воспринимающее нагрузку от веса резервуара с водой и передающее это давление на колонны, непосредственно опираясь на них ребрами (балками) или через посредство верхней обвязки колонн (опорного кольца).

2) железобетонного перекрытия, образующего пол камеры под резервуаром башни; перекрытие размещается на 2—3 м ниже наружной поверхности днища резервуара.

3) железобетонных горизонтальных обвязок (ригелей), связывающих отдельные колонны корпуса башни в общую жесткую пространственную систему. Обвязки располагаются через 5—6 м по высоте колонн башни.

4) железобетонных колонн — вертикальных или в частном случае наклонных, воспринимающих давление от веса опорного кольца, перекрытий и обвязок, с действующими на эти элементы нагрузками и передающих эти давления подземному основанию (фундаментным подушкам) башни.

Кроме того при сплошном заполнении междуколонных проемов могут быть применены вертикальные железобетонные плиты с утеплением, хотя чаще заполнение производится легкими нетеплопроводными материалами.

Междуколонные проемы по большей части заполняются только на высоту 1-го этажа башни (3,5—4,5 м). Образовавшееся таким образом помещение, используемое в служебно-эксплуатационных целях, перекрывается сверху железобетонным коническим куполом.

Вышележащий остов башни остается сквозным, причем в центральной части его размещается подъемная железобетонная шахта в виде вертикальной железобетонной трубы диаметром 2,30—2,50 м, внутри которой проходит лестница и трубопроводы для наполнения и опорожнения резервуара.

Рассмотрим условия работы всех этих конструктивных элементов опорного корпуса башни.

Железобетонное опорное кольцо (верхний обвязка колонн).

Верхнее железобетонное опорное кольцо башни представляет собою многопролетную неразрезную балку, опертую на отдельные колонны башни с жесткой заделкой, и испытывает следующие напряжения:

а) растягивающие — от горизонтальной силы, действующей в нижней плоскости сферического вогнутого днища резервуара; при баках системы Интце эти напряжения могут быть и сжимающими; при плоском днище растягивающих напряжений нет;

б) изгибающие — от сплошной вертикальной нагрузки — веса резервуара с водой;

в) скручивающие, возникающие вследствие криволинейного (по дуге круга) очертания балки в плане между двумя соседними опорами.

Расчет опорного железобетонного кольца на растяжение горизонтальной силой P , был уже рассмотрен при изложении способа расчета цилиндрических резервуаров и резервуаров системы Интце.

Расчет опорного кольца на изгиб при резервуарах со сферическим днищем обычно не производится ввиду того, что изгибу сопротивляется не только опорное кольцо, но и жестко соединенная с ним стенка железобетонного резервуара, имеющая довольно значительную высоту.

Ниже приводится таблица (по Emperger'у), где даны изгибающие моменты в пролете и на опорах, но без учета влияния сопротивления изгибу всей стенки железобетонного резервуара. Как видно из таблицы, числовые коэффициенты для изгибающих моментов уменьшаются с увеличением числа колонн опорного корпуса башни.

В той же таблице указаны и наибольшие скручивающие моменты, возникающие вследствие криволинейного очертания балки.

Таблица 5.

Число колонн	Нагрузка на 1 колонну	Наибольшая перерезывающая сила	Изгибающий момент		Наибольший скручивающий момент	Центральный угол между колонной и местом наибольшего скручивающего момента
			отрицательный над колоннами	положительный в пролете, посередине		
4	$P: 4$	$P: 8$	$-0,03215 P \cdot r$	$+0,01762 P \cdot r$	$0,00580 P \cdot r$	$19^{\circ} 20'$
6	$P: 6$	$P: 12$	$-0,01482 P \cdot r$	$+0,00750 P \cdot r$	$0,00151 P \cdot r$	$12^{\circ} 44'$
8	$P: 8$	$P: 16$	$-0,00827 P \cdot r$	$+0,00416 P \cdot r$	$0,00063 P \cdot r$	$9^{\circ} 33'$
12	$P: 12$	$P: 24$	$-0,00365 P \cdot r$	$+0,00190 P \cdot r$	$0,000185 P \cdot r$	$6^{\circ} 21'$

Необходимо отметить, что таблица составлена для нагрузки, равномерно распределенной по окружности опорного кольца. В случае наличия сосредоточенных нагрузок от балок перекрытия, поддерживающего дно резервуара, расчет опорного кольца следует вести по общему методу расчета неразрезных балок.

Наибольшее скалывающее напряжение, возникающее от действия скручивающего момента $M_{кр}$ в середине длинной стороны прямоугольного сечения опорного кольца, составляет:

$$\tau = \frac{M_{кр}}{W_k}$$

(см. § 85 ТУ и Н), причем момент сопротивления при кручении $W_k = k_1 a^2 b$, где k_1 — коэффициент, зависящий от отношения $\frac{b}{a}$ и принимаемый по таблице Сан-Венана (приводится при § 86 ТУ и Н).

Обычно отношение высоты сечения балки к ее ширине $\frac{b}{a}$ равно от 1 до 2 и k_1 равно от 0,208 до 0,246.

Если для бетона марки М-110 величина $\tau > 4,4 \text{ кг/см}^2$ (см. табл. § 38 ТУ и Н), то часть этого напряжения, соответствующая указанной в п. 6 табл. 1, § 38 ТУ и Н, передается на бетон, а остаток напряжения на добавочные хомуты и продольную арматуру.

Для бетона марки М-110 величина передаваемой на бетон части напряжения τ составляет $2,5 \text{ кг/см}^2$.

Потребная площадь железа определяется по формуле:

$$f_k = f_x = \frac{\Delta M_{кр}}{2F_a \cdot n_{ж}},$$

где f_k — необходимое сечение добавочной продольной арматуры на 1 пог. см периметра ядра сечения,

f_x — необходимое сечение добавочных хомутов на 1 пог. см длины скручиваемого стержня,

$\Delta M_{кр}$ — доля крутящего момента, передаваемая на арматуру,

F_a — площадь ядра сечения,

$n_{ж}$ — допускаемое напряжение железа на растяжение.

Железобетонное перекрытие, образующее пол камеры под резервуаром башни.

В башнях, имеющих сквозной колонный корпус, пол камеры под резервуаром представляет собою обычно круглую железобетонную плиту с круглым вырезом в центре (диаметром 2,30—2,50 м), который служит для прохода в подъемную шахту башни (рис. 63) или для прохода на открытую лестницу внутри башни.

Кольцевая плита с внутренним радиусом r и наружным радиусом R нагружена равномерно распределенной нагрузкой $q \text{ кг/м}$,

слагающейся из собственного веса кольцевой плиты, веса настила и утепления и полезной временной нагрузки.

Для случая нагрузки по рис. 63 у Емрегер'а приводятся готовые решения на основании теории упругости, в соответствии с которыми:

радиальный момент

$$M_{r1} = \frac{qk^2}{2m} \left\{ \left[\frac{m+1}{2} \cdot \frac{\left(\frac{r}{R}\right)^2 \lg \frac{r}{R}}{\left(\frac{r}{R}\right)^2 - 1} - \frac{3m+1}{8} \right] \cdot \left(1 - \frac{r^2}{x^2}\right) + \right. \\ \left. + \frac{m+1}{2} \left(\frac{r}{R}\right)^2 \lg \frac{r}{x} + \frac{3m+1}{8} \left[\left(\frac{x}{R}\right)^2 - \left(\frac{r}{R}\right)^2 \right] \right\}$$

тангенциальный момент

$$M_{t1} = q \frac{R^2}{2m} \left\{ \left[\frac{m+1}{2} \frac{\left(\frac{r}{R}\right)^2 \lg \frac{r}{R}}{\left(\frac{r}{R}\right)^2 - 1} - \frac{3m+1}{8} \right] \left(1 + \frac{r^2}{x^2}\right) + \right. \\ \left. + \frac{m+1}{2} \left(\frac{r}{R}\right)^2 \lg \frac{r}{x} + \frac{m+3}{8} \left(\frac{x}{R}\right)^2 + \frac{m-5}{8} \left(\frac{r}{R}\right)^2 \right\}$$

где $m = \frac{1}{\mu}$ т. е. величина, обратная постоянной Пуассона $= \mu \cdot M_2$, и M_2 получаются путем замены r через R .

Для случая нагрузки по рис. 64, а:

$$M_{r1} = \frac{qR^2}{2m} \left\{ \left[\frac{m+1}{2} \cdot \frac{\left(\frac{r}{R}\right)^2 - \lg \frac{R}{r}}{\left(\frac{r}{R}\right)^2 - 1} - \frac{m-1}{4} \left(\frac{r}{R}\right)^2 - \right. \right. \\ \left. \left. - \frac{m+3}{8} \right] \left(1 - \frac{r^2}{x^2}\right) + \frac{m+1}{2} \left(\frac{r}{R}\right)^2 \lg \frac{r}{x} + \frac{3m+1}{8} \left[\left(\frac{x}{R}\right)^2 - \left(\frac{r}{R}\right)^2 \right] \right\}$$

$$M_{t1} = \frac{qR^2}{2m} \left\{ \left[\frac{m+1}{2} \cdot \frac{\left(\frac{r}{R}\right)^2 - \lg \frac{R}{r}}{\left(\frac{r}{R}\right)^2 - 1} - \frac{m-1}{4} \left(\frac{r}{R}\right)^2 - \right. \right.$$

$$\left. -\frac{m+3}{8} \left(1 + \frac{r^2}{x^2} \right) + \frac{m+1}{2} \left(\frac{r}{R} \right)^2 \lg \frac{r}{x} + \frac{m+3}{8} \left(\frac{x}{R} \right)^2 + \frac{m-5}{8} \left(\frac{r}{R} \right)^2 \right\}$$

Если одновременно надо учесть жесткое защемление у места опоры (кольцевая стена), то следует рассмотреть случай нагрузки по рис. 64, б, при котором вдоль внешнего края кольцевой плиты действует момент M на единицу длины внеш-

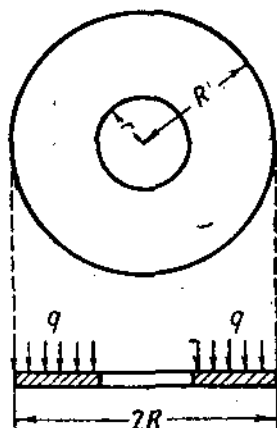


Рис. 63.

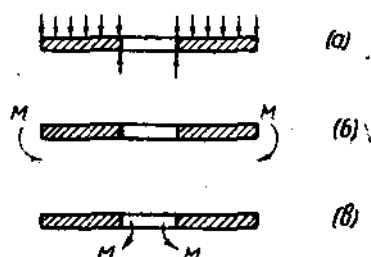


Рис. 64.

него края. Окончательными выражениями для M_r и M_t будут:

$$M_r = M \frac{R^2}{R^2 - r^2} \left(1 - \frac{r^2}{x^2} \right),$$

$$M_t = M \frac{R^2}{R^2 - r^2} \left(1 + \frac{r^2}{x^2} \right).$$

При нагрузке по рис. 65, а, уравнения соответственно составят:

$$M_r = M \frac{r^2}{R^2 - r^2} \left(\frac{R^2}{x^2} - 1 \right),$$

$$M_t = M \frac{r^2}{R^2 - r^2} \left(\frac{R^2}{x^2} + 1 \right).$$

Таким образом, если нужно учесть жесткую заделку при одном из отмеченных случаев нагрузки, изображенных на рис. 63 и 64, а, б, в, то приходится комбинировать случаи нагрузки и определять из условий $M=0$ для $x=r$ или $x=R$.

¹ Более подробно см. Emperger, „Handbuch für Eisenbetonbau, Bd. V, Berlin 1923, стр. 127—130.

Железобетонные колонны опорного корпуса башни.

Железобетонные колонны опорного корпуса башни располагаются в плане обычно по вершинам какого-либо правильного многоугольника. Наиболее часто встречаются башни на 4, 6, 8, а иногда 10 и 12 колоннах.

Железобетонные колонны башни принимают на себя все давление, вызываемое действием:

а) вертикальных сил — от веса резервуара с водой, шатра, опорного кольца, перекрытий с полезными и временными нагрузками и т. д.,

б) горизонтальных сил — от ветровой нагрузки на боковую поверхность всей башни.

Необходимая приведенная площадь сечения железобетонных колонн $f_{пр} = f_д + 15 f_ж$ определяется обычно для верхнего сечения на уровне пола перекрытия камеры под резервуаром и для нижнего сечения на уровне земли. В башнях высотой колонного корпуса более 25 м проверка сечения колонн производится через каждые 15 м по высоте.

Соответственно этому определяется и давление на колонны от вертикальных и горизонтальных сил.

Рассмотрим элементарный метод расчета колонн опорного корпуса башни:

1) сечение колонн на уровне пола камеры под резервуаром (сечение $x_1 - x_1$, рис. 65).

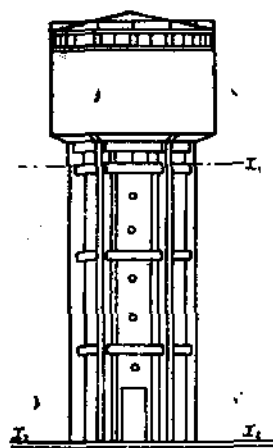


Рис. 65.

Вертикальные нагрузки.

А) Постоянные:

- 1) собственный вес резервуара (без воды) = g_1 ,
- 2) собственный вес шатра с утеплением (без нагрузок от снега и ветра) = g_2 ,
- 3) собственный вес опорного кольца (т. е. верхней обвязки) = g_3 ,
- 4) собственный вес перекрытия — пола камеры под резервуаром (без временной нагрузки) = g_4 .

Суммарная постоянная вертикальная нагрузка:

$$g_I = g_1 + g_2 + g_3 + g_4$$

Б) Временные:

- 1) давление снега на верхнее перекрытие шатра = g_5 ,
- 2) полезная нагрузка на пол шатра = g_6 ,
- 3) вес воды в резервуаре при переполнении = g_7 ,
- 4) полезная нагрузка на пол камеры под резервуаром = g_8 .

Суммарная временная вертикальная нагрузка:

$$g_{II} = g_5 + g_6 + g_7 + g_8$$

Полная вертикальная нагрузка:

$$g_A = g_I + g_{II}$$

Таким образом при числе колонн, равном n , на каждую колонну башни на уровне пола камеры под резервуаром приходится вертикальная нагрузка:

$$N_A = \frac{g_A}{n}.$$

Горизонтальная нагрузка.

Горизонтальная нагрузка вызывается действием ветра на боковую поверхность башни.

Давление ветра на 1 м^2 воспринимающей поверхности определяется по уже известной формуле

$$p_s = k(p_s^0 + k_1 h),$$

причем $k = 0,60$ — коэффициент обтекания для круглого сечения, p_s^0 — берется по табл. 3 „Приложений“ к „Единым нормам“ (ОСТ 4535),

$k_1 = 1 - 0,33 \frac{h'}{h}$, где h — полная высота башни от уровня земли до верхней границы рассматриваемой зоны, h' — высота рассматриваемой зоны башни (в данном случае высота стенок шатра) (рис. 67).

Полное давление ветра на всю боковую поверхность рассматриваемой зоны

$$P_s = p_s \frac{\pi D_1}{2},$$

где D_1 — внешний диаметр шатра.

Плечо ветрового момента $a = \frac{h'}{2}$.

Момент от ветра $M_s' = P_s a = P_s \frac{h'}{2}$.

Если диаметр сооружения в пределах рассматриваемой зоны меняется, то необходимо определить давление ветра p_s' на 1 м^2 поверхности для части сооружения, имеющей диаметр $D_2 < D_1$. Получаем:

$$p_s' = k(p_s^0 + k_1' h), \text{ где } k_1' = 1 - 0,33 \frac{h_2}{h}.$$

Причем h_2 — высота части сооружения, имеющей диаметр D_2 .

Тогда: $P_s' = p_s' \frac{\pi D_2}{2}$, плечо $a_2 = \frac{h_2}{2}$ и $M_s'' = P_s' \cdot a_2$.

Необходимо отметить, что в связи с изложенным изменится выражение для плеча ветрового момента M_s' , которое вместо $a = \frac{h'}{2}$ должно быть переписано так:

$$a_1 = \frac{h'}{2} + h_2.$$

и следовательно

$$M'_0 = P_0 a_1 = P_0 \left(\frac{h'}{2} + h_2 \right).$$

Суммарный момент

$$M_0 = M'_0 + M''_0 = P_0 a_1 + P'_0 a_2.$$

Под действием ветрового момента колонны башни A_1 , A_2 и A_3 , расположенные с подветренной стороны, т. е. противоположной к направлению ветра, будут испытывать дополнительные нагрузки N_1 , N_2 и N_3 .

Обозначим на рис. 66 расстояние от оси $y-y$ до соответственных колонн через a_1 , a_2 и a_3 и через M_1 , M_2 и M_3 — приходящуюся на каждую колонну часть ветрового момента.

Из уравнения частных моментов получим:

$$M_1 = N_1 a_1; \quad M_2 = N_2 a_2;$$

$$M_3 = N_3 a_3.$$

Деля обе части уравнений на a_1^2 , a_2^2 , a_3^2 , их можно представить в виде:

$$\frac{M_1}{a_1^2} = \frac{N_1}{a_1}; \quad \frac{M_2}{a_2^2} = \frac{N_2}{a_2}; \quad \frac{M_3}{a_3^2} = \frac{N_3}{a_3},$$

таким образом:

$$\frac{M_1}{a_1^2} = \frac{M_2}{a_2^2} = \frac{M_3}{a_3^2} = C_0 (= \text{const}).$$

Следовательно:

$$M_1 = C_0 a_1^2; \quad M_2 = C_0 a_2^2; \quad M_3 = C_0 a_3^2.$$

Так как ветровой момент распределяется между всеми колоннами опорного корпуса башни, то на все колонны A_1 , A_2 и A_3 , расположенные с подветренной стороны, т. е. правее оси $y-y$, передается только половина величины момента или $\frac{M_0}{2}$,

значит:

$$\frac{M_0}{2} = M_1 + M_2 + M_3 + \dots = C_0 (a_1^2 + a_2^2 + a_3^2 + \dots),$$

откуда:

$$C_0 = \frac{M_0}{2(a_1^2 + a_2^2 + a_3^2)}.$$

С другой стороны, в свою очередь

$$\frac{N_1}{a_1} = \frac{N_2}{a_2} = \frac{N_3}{a_3} = \dots = C_0,$$

откуда:

$$N_1 = C_0 a_1; \quad N_2 = C_0 a_2; \quad N_3 = C_0 a_3.$$

Применим сделанные выводы для определения дополнительных нагрузок, передающихся от ветра на колонны опорного корпуса башни при различном числе колонн.

1. Башня на 4 колоннах:

$$a_2 = R; \quad a_1 = 0; \quad a_3 = 0,$$

причем R — радиус криволинейной оси кольцевой балки, соединяющей колонны.

Подставляя значения a_1 , a_2 и a_3 в выражение для C_0 , имеем:

$$= \frac{M_s}{2R^2}.$$

Следовательно на одну колонну при $a = R$ передается наибольшая сжимающая дополнительная сила, $N_1 = C_0 a_2 = \pm \frac{M_s}{2R} = \pm \frac{M_s}{D}$,

где

$$D = 2R.$$

Знак $+$ соответствует подветренной стороне башни, знак $-$ относится к колоннам наветренной стороны.

2. Башня на 6 колоннах:

$$a_2 = R; \quad a_1 = a_3 = R \sin 30^\circ = R \frac{1}{2} = \frac{R}{2},$$

$$C_0 = \frac{M_s}{2 \left[R^2 + 2 \left(\frac{R}{2} \right)^2 \right]} = \frac{M_s}{3R^2},$$

и следовательно

$$N_1 = C_0 a_2 = \pm \frac{M_s}{3R} = \pm \frac{2}{3} \frac{M_s}{D} = 0,667 \frac{M_s}{D}.$$

3. Башня на 8 колоннах:

$$a_2 = R; \quad a_1 = a_3 = R \sin 45^\circ = R \frac{1}{\sqrt{2}} = \frac{R}{\sqrt{2}},$$

и следовательно

$$C_0 = \frac{M_s}{2 \left[R^2 + 2 \left(\frac{R}{\sqrt{2}} \right)^2 \right]} = \frac{M_s}{4R^2},$$

$$N_1 = C_0 a_2 = \pm \frac{M_s}{4R} = \pm \frac{M_s}{2D} = \pm 0,5 \frac{M_s}{D}.$$

т. е. на две колонны передается половина полного ветрового момента.

4. Башня на 12 колоннах.

Таким же путем можно получить:

$$N_1 = \pm \frac{M_s}{4,5R} = \pm 0,445 \frac{M_s}{D}.$$

Таким образом при элементарном расчете для 8-колонного опорного корпуса обычно принимается с некоторым запасом, что на две колонны передается половина полного ветрового момента.

В этом предположений дополнительная нагрузка на пару колонн составит:

$$2N_B = \frac{1}{2} \frac{M_s}{D} = \frac{M_s}{2D},$$

что дает дополнительную нагрузку на одну колонну

$$N_B = \frac{M_s}{D}.$$

Следовательно суммарная нагрузка на одну колонну от совместного действия вертикальных и горизонтальных сил составляет:

$$N = N_A + N_B.$$

Необходимая площадь колонны в верхнем сечении

$$f_s = \frac{N}{\alpha},$$

причем

$$\alpha = \left(1 + \frac{15}{100} \Pi\right) n_s$$

где Π — процент армирования колонны, принимаемый обычно в пределах от 0,8 до 2,0%.

Коэффициент α приводится в „Таблицах и номограммах для подбора сечений железобетонных конструкций“, изд. Иннорс, 1932 г., стр. 7, и при $n_s = 45 \text{ кг/см}^2$ (допускаемый предел для бетона марки М-110 при осевом сжатии) составляет

$\Pi\%$. . .	0,8	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0
α	50,40	51,75	53,10	54,45	55,83	57,15	58,50

Необходимая площадь сечения железной арматуры

$$f_{ж} = \Pi \frac{f_s}{100}.$$

Пример. $N = 120 \text{ т} = 120\,000 \text{ кг}$.

Задаемся процентом армирования $\Pi = 1,4\%$.

Тогда

$$f_s = \frac{N}{\alpha} = \frac{120\,000}{54,45} = 2\,204 \text{ см}^2.$$

Сечение колонны принимаем $a = 40 \text{ см}$; $b = 55 \text{ см}$;

$$f_s = 40 \cdot 55 = 2\,200 \text{ см}^2;$$

$$f_{ж} = \Pi \frac{f_s}{100} = 1,4 \frac{2\,200}{100} = 30,8 \text{ см}^2.$$

Принято в $\varnothing 1''$, $f_{\text{ав}} = 30,4 \text{ см}^2 \sim 30,8 \text{ см}^2$.

2) Сечение колонн на уровне земли (сечение $x_2 - x_2$, рис. 65).

Здесь к вертикальной нагрузке, подсчитанной для верхнего сечения, добавляются еще следующие постоянные нагрузки:

а) собственный вес колонн:

$$G = n \left(h \cdot \frac{f_{\delta} + f'_{\delta}}{2} \cdot \gamma \right),$$

где n — число колонн,

h — высота колонны,

f_{δ} — площадь верхнего сечения колонны,

f'_{δ} — площадь нижнего сечения колонны;

б) собственный вес горизонтальных обвязок:

$$G_{10} = (a \cdot b \cdot l_0) \cdot m \cdot \gamma,$$

где m — число обвязок,

l_0 — длина обвязки (средняя),

a и b — поперечные размеры обвязки;

в) собственный вес конического купольного перекрытия над служебным помещением (1-го этажа):

$$G_{11} = \pi \frac{d_k}{2} l_k \delta_k \gamma,$$

где l_k — образующая конуса,

d_k — диаметр основания конуса,

δ_k — толщина конического перекрытия.

Таким образом полное вертикальное давление на вес колонны в сечении на уровне земли составляет:

$$G_A' = G_A + G_{\text{ш}},$$

причем

$$G_{\text{ш}} = G_8 + G_{10} + G_{11}; \quad G_A = G_1 + G_{11}.$$

Вертикальная нагрузка, приходящаяся на одну колонну в сечении на уровне земли, равна:

$$N' = \frac{G_A'}{n}.$$

Горизонтальная нагрузка от действия ветра на 1 м^2 воспринимающей поверхности составляет:

$$p_e = k (p_e^0 + k_1 h),$$

причем эта нагрузка складывается из:

а) давления ветра на 1 м^2 поверхности шатра,

б) давления ветра на 1 м^2 подъемной шахты башни,

в) давления ветра на коническое купольное перекрытие над служебным помещением $P'_e = 0$, так как угол наклона перекрытия к горизонту $\alpha < 30^\circ$ и коэффициент обтекания $k = 0$,

г) давления ветра на 1 м^2 поверхности стенок служебного помещения,

д) давления ветра на сквозную часть опорного корпуса башни.

Беря в каждом случае произведение величины давления ветра на соответствующую величину плеча ветрового момента относительно сечения на уровне земли (рис. 67), получим:

Суммарный ветровой момент относительно нижнего сечения на уровне земли):

$$\Sigma M_e = M_e^I + M_e^{II} + M_e^{III} + M_e^{IV}.$$

Дополнительная нагрузка от ветра на пару колонн:

$$2N'_e = \frac{1}{2} \frac{\Sigma M_e}{D} = \frac{\Sigma M_e}{2D}.$$

На одну колонну приходится дополнительная ветровая нагрузка

$$N'_e = \frac{\Sigma M_e}{D}.$$

Таким образом суммарная нагрузка от действия вертикальных и горизонтальных сил на одну колонну в нижнем сечении составляет:

$$N' = N_A' + N_B'.$$

Площадь нижнего сечения колонны

$$f'_e = \frac{N'}{\alpha},$$

причем

$$\alpha = \left(1 + \frac{15}{100} II\right) n_d,$$

где II — процент армирования (от 0,8 до 20%);

$$f_{ac}' = II \frac{f'_e}{100}.$$

Необходимо иметь в виду, что при отношении высоты железобетонной колонны h к наименьшей стороне поперечного сечения колонны b , превышающем допустимый предел $\frac{h}{b} \leq 14$, расчет колонн должен производиться с учетом продольного изгиба. В соответствии с § 45 ТУ и Н в этом случае величина расчетной нагрузки умножается на коэффициент k_2 , определяемый для колонн прямоугольного сечения по формуле

$$k_2 = 0,7268 + 0,000139 \left(\frac{h}{r_i} \right)^2,$$

где r_i — радиус инерции сечения железобетонной колонны.

Значения коэффициента k_2 приведены для отношений $\frac{h}{b}$ от 14 до 30 при разных процентах армирования (от 0,5 до 30%) в таблице, приложенной к § 45 ТУ и Н.

Колонны с отношением $\frac{h}{b} > 30$ применять не следует.

Более углубленное рассмотрение условий работы колонн башни показывает, что если при отсутствии давления ветра все колонны нагружены равномерно, то при действии ветра полное вертикальное давление на колонный корпус оказывается приложенным уже не в центре многоугольника, в вершинах которого размещены колонны, а внецентренно, причем эксцентриситет увеличивается обратно пропорционально расстоянию рассматриваемого горизонтального сечения колонн от фундамента башни.

В целях учета дополнительной нагрузки на колонны от действия ветра в приведенном расчете делалось допущение, что половина всего ветрового момента воспринимается парой колонн. Такое допущение вызывает некоторую перегрузку колонн и создает небольшой запас при подборе сечений f_c и f_{ac} .

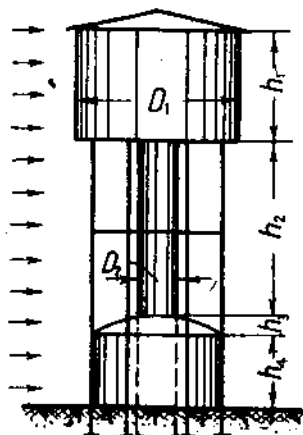


Рис. 67.

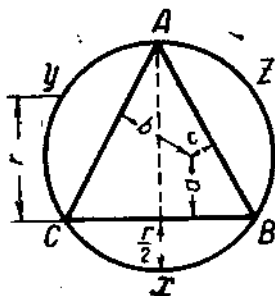


Рис. 68.

Более точный метод учета нагрузок на колонны при действии ветра был предложен инж. Loewe¹ для башен с 6-колонным опорным корпусом (рис. 68).

Обозначим подлежащие определению нагрузки на отдельные колонны буквами A , B , C , X , Y , Z .

Точка приложения вертикальной нагрузки P определяется расстоянием ее от сторон треугольника ABC ; расстояния эти обозначим через a , b , и c . В случае нахождения точки приложения вертикальной силы P за пределами треугольника ABC соответственные расстояния a , b или c могут получить отрицательный знак.

Составим уравнение моментов для всех сторон треугольника ABC

$$\begin{aligned} A &= \frac{2}{3r} \left[(Y + Z)r - \frac{r}{2}X - Pa \right], \\ B &= \frac{2}{3r} \left[(Z + X)r - \frac{r}{2}Y - Pb \right], \\ C &= \frac{2}{3r} \left[(X + Y)r - \frac{r}{2}Z - Pc \right]. \end{aligned}$$

¹ См. „Beton und Eisen“, 1909, Heft V, S. 135.

Работа деформации D может быть выражена

$$D = \frac{1}{2EF}(A^2 + B^2 + C^2 + X^2 + Y^2 + Z^2).$$

По теореме Кастильяно работа деформации D достигает своего минимума для действительного значения лишних неизвестных. Значит для этого случая частные производные функции A , B и C по лишним неизвестным X , Y , Z равны нулю, т. е.

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial D}{\partial X} &= A \frac{\partial A}{\partial X} + B \frac{\partial B}{\partial X} + C \frac{\partial C}{\partial X} + X = 0 \\ \frac{\partial D}{\partial Y} &= A \frac{\partial A}{\partial Y} + B \frac{\partial B}{\partial Y} + C \frac{\partial C}{\partial Y} + Y = 0 \\ \frac{\partial D}{\partial Z} &= A \frac{\partial A}{\partial Z} + B \frac{\partial B}{\partial Z} + C \frac{\partial C}{\partial Z} + Z = 0 \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

Здесь:

$$\frac{\partial A}{\partial X} = \frac{\partial B}{\partial Y} = \frac{\partial C}{\partial Z} = -\frac{1}{3}$$

$$\text{и } \frac{\partial A}{\partial Y} = \frac{\partial A}{\partial Z} = \frac{\partial B}{\partial X} = \frac{\partial B}{\partial Z} = \frac{\partial C}{\partial X} = \frac{\partial C}{\partial Y} = \frac{2}{3}.$$

Вследствие этого уравнения (1) могут быть преобразованы в следующем виде:

$$-\frac{1}{3}A + \frac{2}{3}(B + C) + X = 0,$$

$$-\frac{1}{3}B + \frac{2}{3}(C + A) + Y = 0,$$

$$-\frac{1}{3}C + \frac{2}{3}(A + B) + Z = 0.$$

Подставляя сюда значения A , B и C из уравнений моментов, имеем:

$$X = \frac{P}{r} \left[\frac{2}{9}(b + c) - \frac{1}{9}a \right],$$

$$Y = \frac{P}{r} \left[\frac{2}{9}(c + a) - \frac{1}{9}b \right],$$

$$Z = \frac{P}{r} \left[\frac{2}{9}(a + b) - \frac{1}{9}c \right].$$

Если обозначить через x , y и z расстояние точки приложения вертикальной силы P от сторон треугольника XYZ , то можно подобным же образом получить:

$$A = \frac{P}{r} \left[\frac{2}{9}(y + z) - \frac{1}{9}x \right],$$

$$B = \frac{P}{r} \left[\frac{2}{9} (z + x) - \frac{1}{9} y \right],$$

$$C = \frac{P}{r} \left[\frac{2}{9} (x + y) - \frac{1}{9} z \right].$$

Железобетонные обвязки колонн (ригелей).

Расчет горизонтальных железобетонных обвязок (ригелей), объединяющих отдельные колонны опорного корпуса башни в жесткую пространственную раму, конечно не может быть произведен при элементарном методе расчета опорного корпуса, допускающем передачу всей вертикальной и ветровой нагрузки на одни только вертикальные конструктивные элементы, т. е. на колонны башни.

Вследствие этого размеры обвязок принимаются по конструктивным соображениям, а именно высота a , и ширина b , поперечного сечения обвязки берется в пределах от 0,5 до 0,7 к соответствующим размерам поперечного сечения колонн. Армирование обвязок производится в количестве 0,5 — 0,6% от принятого сечения бетона продольной арматурой $\varnothing \frac{1}{2} - \frac{3}{4}$.

При размещении обвязок по высоте колонного корпуса башни следует руководствоваться соблюдением условия постоянства общей высоты колонн h между двумя поясами обвязок в наименьшем поперечному сечению колонны b , причем это отношение не должно превышать $\frac{h}{b} \leq 14$ в целях предотвращения появления продольного изгиба колонн (см. § 45 ТУ и Н).

Практически расстояние между двумя соседними поясами железобетонных обвязок по высоте колонн составляет от 5 до 6 м.

По длине обвязок ставятся хомуты из железа $\varnothing \frac{1}{4} - \frac{3}{8}$ через 20 — 25 см.

Подъемная шахта башни.

Подъемная шахта представляет собою обычно полный железобетонный цилиндр, располагаемый в центральной части башни между колоннами и служащий для размещения внутренней лестницы и трубопроводов, наполняющих и опоражнивающих резервуар башни.

Верхняя часть шахты поддерживает железобетонную плиту пола камеры под резервуаром, вследствие чего на стенки шахты передается часть давления от собственного веса плиты с полезной нагрузкой. Нижняя часть шахты примыкает к коническому перекрытию служебного помещения, но поддерживается четырьмя (или шестью) отдельными железобетонными колоннами, воспринимающими через посредство опорного кольца давление от веса шахты со всеми нагрузками и передающими его фундаментным подушкам.

Нагрузки на шахту складываются из:

а) опорной реакции от плиты пола камеры под резервуаром:

$$g_1 = R_B \cdot \pi D_2,$$

где D_2 — внешний диаметр шахты;

б) собственного веса стенок шахты:

$$g_2 = \frac{\pi}{4} (D_2^2 - d_2^2) h_2 \gamma,$$

где h_2 — высота шахты,

d_2 — внутренний диаметр шахты;

в) веса утепления шахты:

$$g_3 = \pi D_2 h_2 \gamma,$$

где γ — вес 1 м² утепления;

г) веса лестницы и трубопроводов внутри шахты:

$$g_4 = (g_n + g_m) h_2,$$

где g_n — вес лестницы на 1 пог. м высоты шахты,

g_m — вес трубопроводов на 1 пог. м высоты шахты.

Суммарная нагрузка для нижнего сечения шахты составит:

$$g = g_1 + g_2 + g_3 + g_4.$$

Площадь поперечного сечения стенок шахты

$$F = \frac{\pi}{4} (D_2^2 - d_2^2).$$

Сжимающее напряжение в стенах шахты

$$n_\sigma = \frac{g}{F}.$$

Так как давление ветра передано на колонны, то учет его при расчете шахты является излишним.

Армирование стенок шахты производится двойной вертикальной и двойной горизонтальной (кольцевой) арматурой в количестве 0,5% от принятой площади сечения бетонной стенки, что обычно требует стержней $\varnothing 3/8 - 1/2$ через 12,5 — 15 см.

Как указывалось, подъемная шахта опирается на несколько обособленных колонн ($n = 4 - 6$). Давление, приходящееся на нижнее сечение каждой колонны (на уровне земли), складывается из:

а) собственного веса шахты со всеми на нее нагрузками

$$g_a = \frac{g}{n},$$

б) собственного веса колонны $g_\sigma = ab h_\sigma \gamma$.

Таким образом общая нагрузка на одну колонну равна

$$N = g_a + g_\sigma = \frac{1}{n} g + f_\sigma h_\sigma \gamma.$$

Площадь сечения колонны

$$f_\sigma = \frac{N}{\alpha},$$

причем

$$\alpha = (1 + 0,15 \Pi) n_\sigma$$

где Π — процент армирования (от 0,8 до 2,0).

Перекрытие над служебным помещением башни.

Перекрытие служебного помещения в 1-м этаже башни устраивается в виде конического купола, находящегося под действием нагрузок только от снега и собственного веса. Ветровая нагрузка на перекрытие равна нулю, так как угол наклона образующей конуса к горизонту $\alpha < 30^\circ$ и коэффициент обтекания $k = 0$ („Единые нормы“, ОСТ 4535).

Расчет конического купола уже рассматривался при ознакомлении с конструкциями перекрытия железобетонных цилиндрических шатров.

Давление от конического купола воспринимается основными колоннами башни через посредство опорного железобетонного кольца купола, являющегося одновременно нижней обвязкой колонного корпуса башни.

2. Опорный корпус башни из наклонных железобетонных колонн.

Башни с опорным корпусом, состоящим из отдельных наклонных железобетонных колонн, весьма мало отличаются от только что рассмотренных башен на вертикальных колоннах. В частности все конструктивные элементы, свойственные опорному корпусу из вертикальных колонн, целиком входят в состав башни на наклонных колоннах. Следовательно и расчет этих элементов производится описанными приемами.

Некоторое исключение в этом отношении представляют самые колонны, имеющие наклон к вертикали, выражающийся величиной $\operatorname{tg} \alpha = 1/7 - 1/20$, что дает для угла наклона значения α от 8° до 3° (рис. 69).

Наклон, придаваемый колоннам опорного корпуса, увеличивает устойчивость башни на опрокидывание от ветрового момента и позволяет распространить давление башни на большую площадь, что необходимо например при недостаточно плотных грунтах, но вместе с тем наклонное положение стоек вызывает некоторое увеличение сил осевого сжатия.

В самом деле, суммарная нагрузка, приходящаяся на одну вертикальную колонну и составляющая по предыдущему расчету величины N для верхнего сечения и N' для нижнего сечения в случае придания колонне наклона в вертикальной плоскости под углом α , должна быть определена как

$$N_1 = \frac{N}{\cos \alpha} \text{ и } N'_1 = \frac{N'}{\cos \alpha},$$

что при обычно применяемых величинах α от 8° до 3° дает соответственно для N_1 и N'_1 значения от

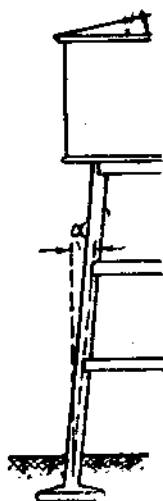


Рис. 69.

$$N_1 = \frac{N}{\cos 8^\circ} = \frac{N}{0,990} = 1,010 N \text{ и } N'_1 = 1,010 N,$$

до

$$N_1 = \frac{N}{\cos 3^\circ} = \frac{N}{0,998} = 1,002 N \text{ и } N'_1 = 1,002 N.$$

Отсюда следует, что расчетные площади f_c и f_{sc} при наклонных стойках увеличиваются в пределах от 1,0 до 0,2%, т. е. в размерах, практически не влияющих на прочность сооружения.

3. Опорный корпус башни в виде сплошной цилиндрической железобетонной стенки.

Опорный корпус в виде сплошной цилиндрической железобетонной стенки представляет собой полый железобетонный цилиндр (или иначе „ствол“, „стакан“, воспринимающий всю нагрузку от веса резервуара с водой, шатра, перекрытий и т. д. и передающий это давление на кольцевую фундаментную подушку.

Толщина стенки железобетонного цилиндра (ствола) составляет обычно $\delta = 0,15 - 0,18 \text{ м}$ и делается постоянной по всей высоте корпуса башни в целях наиболее удобного перемещения подвижной опалубки при производстве бетонных работ. Для башен высотой не более 25 м при емкости бака не более 250—300 м³ толщина стенки опорного корпуса может быть уменьшена до 0,12—0,14 м. Однако это заставляет соблюдать особую осторожность при перемещении подвижной опалубки, поднимаемой вверх по мере бетонирования башни (рис. 8 и 9) во избежание отрыва несхватившейся еще бетонной массы. Поэтому более целесообразно увеличивать толщину стенки за счет уменьшения диаметра опорного корпуса башни.

Из конструктивных деталей цилиндрического опорного корпуса башни можно отметить: 1) железобетонное опорное кольцо под резервуаром и 2) верхнее перекрытие, образующее пол камеры под резервуаром.

В рассматриваемом типе железобетонного корпуса башни опорное кольцо по всему контуру оперто на цилиндрическую стенку, вследствие чего изгиб и кручение здесь не могут иметь места.

Опорное кольцо под резервуаром подвергается только действию растяжения от горизонтальной силы в нижнем сечении сферического вогнутого днища резервуара и равномерного сжатия от сплошной вертикальной нагрузки (вес резервуара с водой).

Расчет опорного кольца на растяжение был разобран при рассмотрении расчета цилиндрических железобетонных резервуаров и резервуаров системы Интце. Кстати, при резервуарах системы Интце горизонтальная сила в некоторых случаях может вызвать сжатие опорного кольца.

Верхнее перекрытие устраивается обычно в виде ребристой железобетонной плиты, расчет которой будет дан несколько ниже в этой же главе.

РАСЧЕТ ЦИЛИНДРИЧЕСКОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО СТВОЛА БАШНИ.

Расчет цилиндрического железобетонного ствола башни производится по принципу неравномерно сжатого кольцевого сечения, подвергающегося осевому сжатию от вертикальной нагрузки и изгибу от бокового давления ветра (горизонтальной нагрузки).

Размеры стенки (толщина) определяются обычно для нижнего сечения (на уровне земли), в соответствии с чем действующими на сечение стенки нагрузками будут:

1) Вертикальные нагрузки.

А. Постоянные:

а) собственный вес резервуара (без воды) = P_1 ,

б) собственный вес опорного кольца под резервуаром = P_2 ,

в) собственный вес шатра (без снеговой нагрузки на перекрытие и без временной нагрузки на пол) = P_3 ,

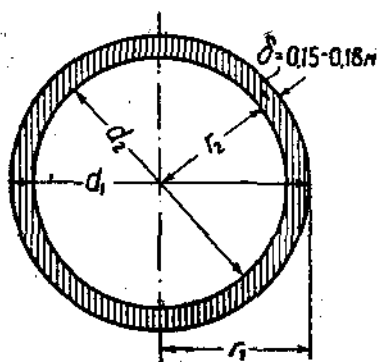


Рис. 70.

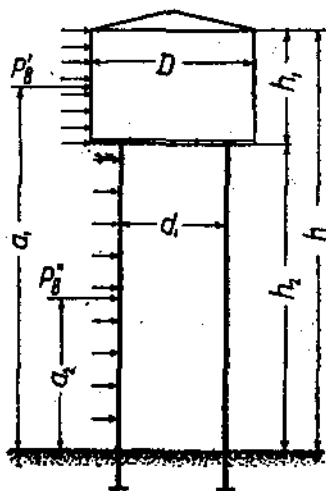


Рис. 71.

г) вес пола камеры под резервуаром (точнее — ребристого перекрытия — без полезной нагрузки) = P_4 ,

д) собственный вес железобетонного ствола башни

$$P_5 = \frac{\pi}{4} (d_1^2 - d_2^2),$$

где d_1 — внешний диаметр ствола,

d_2 — внутренний диаметр ствола (рис. 70).

Полная постоянная нагрузка $P_a = P_1 + P_2 + P_3 + P_4 + P_5$.

Б. Временные:

а) давление снега на перекрытие шатра = P_6 ,

б) полезная нагрузка на пол шатра = P_7 .

в) вес воды в резервуаре $= P_6$.

г) полезная нагрузка на пол камеры под резервуаром $= P_7$.

Полная временная нагрузка $P_8 = P_6 + P_7 + P_8 + P_9$.

Полная вертикальная нагрузка $P = P_4 + P_5$.

2) Горизонтальные нагрузки.

А. Давление ветра на цилиндрическую стенку шатра (рис. 71).

$$P'_s = p_s \pi \frac{D_1}{2} h_1,$$

где D_1 — внешний диаметр шатра,

h_1 — высота стенок шатра.

Давление ветра на 1 м² воспринимающей поверхности:

$$p'_s = k(p_s^0 + k' h),$$

причем $k = 0,60$ — коэффициент обтекания для круглого сечения,

$k' = 1 - 0,33 \frac{h_1}{h}$, где h — высота всей башни от уровня земли

до карниза перекрытия шатра. p_s^0 принимается по табл. 3 „Приложений“ к „Единым нормам“ (ОСТ 4535).

Плечо ветрового момента $a_1 = \frac{h_1}{2} + h_2$,

где h_2 — высота ствола башни.

Ветровой момент $M_s = P'_s a_1$.

Б. Давление ветра на цилиндрическую поверхность ствола (опорного корпуса) башни.

$$P''_s = p_s'' \pi \frac{d_1}{2} h_2,$$

где d_1 — внешний диаметр ствола,

h_2 — высота рассматриваемой зоны.

$$p_s'' = k(p_s^0 + k'' h),$$

причем $k'' = 1 - 0,33 \frac{h_2}{h}$.

Плечо ветрового момента: $a_2 = \frac{h_2}{2}$,

где h_2 — высота от земли до верха рассматриваемой зоны.

Ветровой момент $M''_s = P''_s a_2$.

Полное давление ветра на башню

$$P_s = P'_s + P''_s.$$

Суммарный ветровой момент

$$M_s = M'_s + M''_s.$$

Площадь сечения стенки башни в м²

$$F_s = \frac{\pi}{4} (d_1^2 - d_2^2).$$

Момент инерции сечения стенки опорного корпуса

$$I = \frac{\pi}{64} (d_1^4 - d_2^4).$$

Момент сопротивления сечения

$$W = \frac{I}{r_1} = \frac{2I}{d_1}.$$

Эксцентриситет $e = \frac{M_s}{P}$,

где P — полная вертикальная нагрузка.

Радиус ядра сечения $\rho = \frac{D^2 + d^2}{8D}$, при $D \approx d$; $\rho = \frac{D^2 + D^2}{8D} = \approx \frac{D}{4} \approx \frac{r}{2}$; если $\rho > e$, то все сечение сжато.

Наибольшее напряжение в сечении стенки опорного корпуса башни на уровне земли $\sigma_s^0 = \frac{M_s}{W} \pm \frac{P}{F_s}$.

Количество арматуры принимается 0,8% от теоретического сечения бетона, т. е. $f_{ж} = 0,008 \frac{\sigma_s^0}{\sigma_b} F_s$.

При расчете вертикальной арматуры необходимо учесть, что в теле бетонной кладки при бетонировании в подвижной опалубке остаются так называемые „джековые прутья“ $\varnothing 25$ мм (1"). Эти прутья ставятся через 1,25—1,75 м и служат первоначально для перемещения по ним особых домкратов, так называемых „джеков“, при помощи которых поднимают опалубку; в дальнейшем джековые прутья могут быть использованы как стержни вертикальной арматуры, причем промежутки между ними в 1,25—1,75 м заполняются более легкими стержнями $\frac{3}{8}$ — $\frac{1}{2}$ " , размещаемыми через 15—20 см так, чтобы общая площадь сечения поставленного железа соответствовала расчетному.

Кольцевая арматура в сечении железобетонной стенки цилиндрического ствола ставится в виде стержней $\varnothing \frac{1}{4}$ — $\frac{3}{8}$ " через 20—25 см по высоте.

РАСЧЕТ ВЕРХНЕГО ПЕРЕКРЫТИЯ ОПОРНОГО КОРПУСА БАШНИ.

Верхнее перекрытие служит полом камеры под резервуаром башни (рис. 72), причем ребра перекрытия опираются по периметру

сечения ствола башни на опорное кольцо, а в случае колонного корпуса — непосредственно на головы колонн. Подобное перекрытие надлежит рассчитывать как кессонное¹.

В большинстве случаев, особенно при 8-колонном корпусе, перекрытие имеет по 3 кессона в двух взаимно перпендикулярных направлениях (рис. 73).

Нагрузка q складывается из:

- собственного веса 1 м^2 железобетонной плиты, равного q_1 ;
- полезной нагрузки на 1 м^2 перекрытия, равной $q_2 = 400 \text{ кг}$.

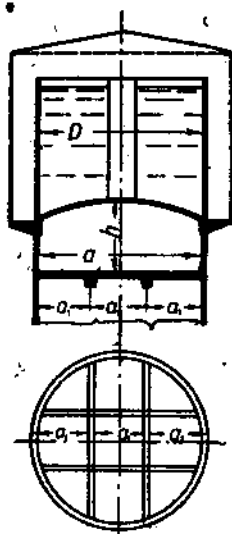


Рис. 73.

1) Расчет плиты.

Размеры кессонов в плане a_1 и b_1 (обычно 1,5—3 м).

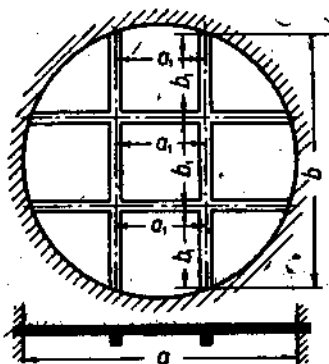


Рис. 73.

$$\text{Нагрузки: } q'_a = \frac{b_1^4}{a_1^4 + b_1^4} \cdot q \quad q'_b = q - q'_a$$

$$M_a = \frac{1}{14} q'_a a_1^2, \quad M_b = \frac{1}{14} q'_b b_1^2; \quad h = k_1 \sqrt{M}; \quad f_{ам} = s \cdot h; \text{ ставится перекрестная рабочая арматура. } \nabla$$

2) Расчет ребер.

Размеры.

Полная длина ребер первого направления $a = n_1 a_1$, где n_1 — число кессонов в этом же направлении.

Полная длина ребер этого направления (перпендикулярного первому) $b = n_2 b_1$, где n_2 — число кессонов во 2-м направлении.

Нагрузки:

- давление от плиты равно q ,
- собственный вес ребра равен q_3 .

¹ Залгер Р., Железобетон, М. 1931, стр. 514—518.

Полная нагрузка $q_0 = q + q_s$,

$$q_s = \frac{b^4}{a^4 + b^4} q_0; \quad q_s = q_0 - q_a.$$

Прогиб в какой-либо точке x_s пролета a

$$y_b = \frac{q a^4}{24 EI} \left[\frac{x_s}{a} - 2 \left(\frac{x_s}{a} \right)^3 + \left(\frac{x_s}{a} \right)^4 \right].$$

Прогиб посредине $y_m = \frac{5}{384} \cdot \frac{q a^4}{EI}$.

Таким образом отношение прогибов

для $\xi_{a1} = \frac{x_{a1}}{a}; \quad \frac{y_{b1}}{y_m} = (\xi_{a1} - 2 \xi_{a1}^3 + \xi_{a1}^4);$

для $\xi_{b1} = \frac{x_{b1}}{a}; \quad \frac{y_{a1}}{y_m} = \frac{16}{5} (\xi_{b1} - 2 \xi_{b1}^3 + \xi_{b1}^4).$

Равномерно распределенная нагрузка:

Для балки b_1 составит: $q_{b1} = \frac{y_{b1}}{y_m} a_1 q_s$

" " b_2 " $q_{b2} = \frac{y_{b2}}{y_m} a_1 q_s$

" " b_m " $q_{bm} = \frac{y_m}{y_m} a_1 q_s$

" " a_1 " $q_{a1} = \frac{y_{a1}}{y_m} b_1 q_s$

" " a_2 " $q_{a2} = \frac{y_{a2}}{y_m} b_1 q_s$

Моменты и опорные давления составят:

Таблица 6.

Элементы перекрытия	Моменты M	Опорные давления A
Для балки b_1 . .	$\frac{q_{b1} b^2}{10}$	$\frac{q_{b1} b}{2}$
" " b_2 . .	$\frac{q_{b2} b^2}{10}$	$\frac{q_{b2} b}{2}$
" " b_m . .	$\frac{q_{bm} b^2}{10}$	$\frac{q_{bm} b}{2}$
" " a_1 . .	$\frac{q_{a1} a^2}{10}$	$\frac{q_{a1} a}{2}$
" " a_2 . .	$\frac{q_{a2} a^2}{10}$	$\frac{q_{a2} a}{2}$

Для придания фундаменту необходимой глубины заложения, зависящей главным образом от перечисленных выше естественных свойств грунта, опорный корпус башни, будь то отдельные колонны или сплошная цилиндрическая стенка, продолжают на 3—4 м ниже поверхности земли, где и заканчиваются одним из описанных типов фундаментов. Выбор глубины заложения фундамента башни производится в соответствии с „Единными нормами строительного проектирования“ (ОСТ 4543 — „Нормы для заложения оснований и фундаментов гражданских и промышленных зданий“).

В целях экономии металла в настоящее время рекомендуется ограничивать глубину заложения железобетонной части фундамента высотой башмака колонн или высотой опорной подушки

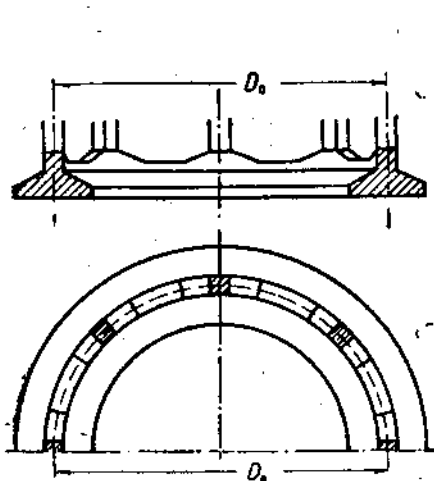


Рис. 75.

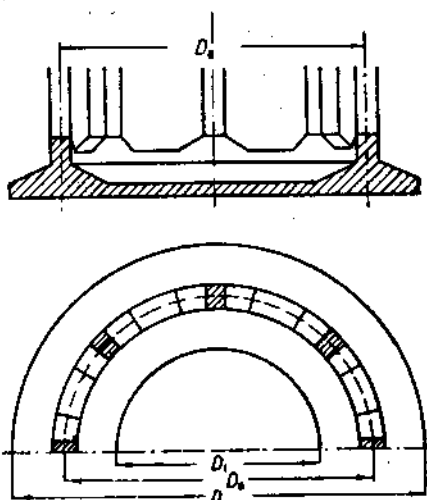


Рис. 76.

цилиндрического ствола, не допуская таким образом заглубления части железобетонного корпуса башни в землю. Для придания же фундаменту необходимой по расчету глубины заложения, под железобетонным укороченным фундаментом устраивается основание из невооруженного бетона или из бутовой кладки в виде отдельных ступеней под колоннами или в виде ленточного фундамента — в зависимости от плотности грунта и передаваемой нагрузки (рис. 77).

Одним из требований, предъявляемых к фундаменту, является условие размещения его подошвы на 0,15—0,40 м и более ниже глубины промерзания грунта. В скальных грунтах достаточно ограничиться снятием верхнего выветрившегося слоя.

Вопросы заложения оснований в зоне вечной мерзлоты будут рассмотрены дальше.

В случае размещения оснований ниже горизонта грунтовых вод должны быть приняты меры к понижению уровня грунтовых вод не менее чем на 0,50 м под подошвой фундамента до производства работ по возведению башни. Особенно важно установить,

не имеют ли грунтовые воды опасной скорости течения, при которой возможно вымывание частиц грунта или раствора из кладки фундамента, с тем, чтобы в опасных случаях защитить грунт и фундамент башни от вымывания. Исключительное значение это приобретает например в лёссовидных грунтах, допускаемая сопротивляемость которых нагрузке достигает в состоянии сухом до $2,5 \text{ кг/см}^2$, а в состоянии влажном и мокром равна нулю.

Допускаемое давление на грунт зависит от физических и механических свойств грунта, а именно пористости, веса, влажности, крупности зерен и крепости их, угла естественного откоса и т. д., причем при отсутствии опытных лабораторных данных следует руководствоваться указаниями таблицы, приложенной к „Единым нормам“, ОСТ 4543, разд. Г, п. 6.

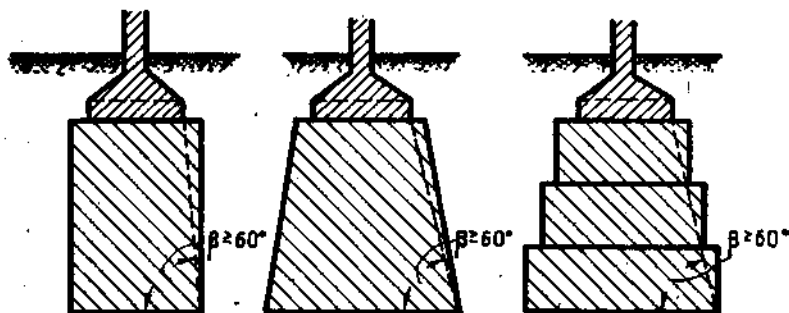


Рис. 77.

Проверка глубины заложения фундамента, при которой невозможно выпирание грунта из-под подошвы фундамента, производится по формуле проф. Белзевского:

$$h = H \operatorname{tg}^4 \alpha - b \frac{1 - \operatorname{tg}^4 \alpha}{2 \operatorname{tg} \alpha},$$

где h — глубина заложения фундамента в м,

H — высота столба грунта в м, эквивалентная давлению от фундамента башни и равная $H = \frac{P}{F\gamma} = \frac{n_2}{\gamma}$,

причем P — давление от фундамента в т,

F — площадь фундамента в м^2 ,

γ — вес 1 м^3 грунта,

n_2 — давление на грунт в т/м^2 ,

$$\alpha = \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2},$$

φ — угол естественного откоса.

2. Некоторые общие проверки, обязательные при расчете фундамента башни.

При расчете фундаментов водонапорных башен обязательны некоторые общие проверки, к которым могут быть отнесены:

1) проверка глубины заложения фундамента, при которой не будет происходить выпирание грунта из-под подошвы фундамента, и

2) проверка устойчивости башни на опрокидывание.

1. Проверка глубины заложения фундамента.

„Единые нормы строительного проектирования“ рекомендуют производить проверку глубины заложения фундамента по формуле проф. Белзепского (ОСТ 4543), которая уже приводилась.

2. Проверка устойчивости башни на опрокидывание.

Характеристикой устойчивости башни на опрокидывание является так называемый коэффициент устойчивости на опрокидывание, равный

$$\eta_0 = \frac{M_u}{M_o},$$

где M_u — удерживающий момент,
 M_o — опрокидывающий момент.

Величина удерживающего момента M_u определится как произведение величины суммарного вертикального давления от собственного веса элементов башни P_v без временных и полезных нагрузок на величину плеча равной $a_z = \frac{D}{3}$, где D — внешний диаметр основания башни (рис. 78). Таким образом удерживающий момент берется относительно $1/3$ ширины сечения или примерно относительно крайней точки ядра сечения.

Величина опрокидывающего момента M_o определится как сумма всех ветровых моментов для отдельных зон по высоте башни, взятых относительно сечения в плоскости подошвы железобетонного фундамента. Следовательно,

$$M_u = P_v \cdot a_z \text{ и } M_o = \Sigma M_o = \Sigma P_o \cdot a_o,$$

где P_o — давление ветра на боковую поверхность какой-либо зоны по высоте башни,

a_o — величина плеча ветрового момента относительно сечения в плоскости подошвы фундамента.

В соответствии с „Едиными нормами строительного проектирования“ (ОСТ 4534, п. „В“) коэффициент устойчивости на опрокидывание должен оставлять $\eta_0 = \frac{M_u}{M_o} \geq 1,50$.

На практике для большинства башен значения η_0 получаются в пределах $\eta_0 = 6 - 12$.

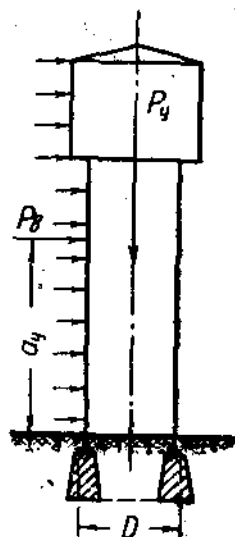


Рис. 78.

VIII. ВОДОНАПОРНЫЕ БАШНИ СЛОЖНОГО КОНСТРУКТИВНОГО ТИПА.

К железобетонным башням сложного конструктивного типа могут быть отнесены:

1. Башни с двумя или тремя резервуарами на общем (одинарном) опорном корпусе (в виде колонны или сплошной цилиндрической стенки).

2. Башни с одним, двумя или тремя резервуарами на двойном опорном корпусе, состоящем из двух concentричных в плане рядов колонны или двух concentричных цилиндров.

3. Двойные (спаренные) башни со сдвоенным опорным корпусом из двух параллельных цилиндров, поддерживающих два или несколько баков.

Все эти башни представляют собою различные видоизменения уже рассмотренных конструктивных типов. Для более подробного ознакомления с конструктивными особенностями сложных башен и для выявления области их применения необходимо остановиться на каждой системе в отдельности.

I. Башня с двумя или тремя резервуарами на одинарном опорном корпусе.

Башни этого типа могут встретиться при разрешении задач водоснабжения промпредприятий, когда необходимо создавать запас воды под постоянным напором для обслуживания двух независимых водопроводных сетей: а) хозяйственно-питьевой и б) производственной, питаемых водными источниками, различными в качественном отношении, или водой общего источника, но с различной степенью очистки. Кроме того зачастую требуется еще создание небольшого ($50 - 100 \text{ м}^3$) запаса воды с довольно значительным напором ($35 - 45 \text{ м}$) для внутреннего пожаротушения в целях непосредственного использования в любое время внутренних пожарных кранов.

Таким образом некоторые водопроводные системы нуждаются в устройстве двух или даже трех водонапорных башен различной высоты и емкости. Взамен этого в отдельных случаях технически вполне достижимо устроить одну объединенную башню с двумя или тремя резервуарами.

Рассматривая конструктивные комбинации таких объединенных башен, можно наметить следующие типы:

а) башни с двумя резервуарами одинаковой или различной емкости, размещенными на разной высоте (рис. 79);

б) башни с одним резервуаром, разделенным на два равных или различных по объему отделения диаметральной или кольцевой вертикальной перегородкой (рис. 80).

С точки зрения эксплуатации водопровода большие преимущества имеют башни с двумя резервуарами вследствие: а) полной разобщенности резервуаров, устраняющей возможность смешивания воды различного качественного состава, и б) объединенности управления задвижками в одном помещении.

Башня с одним резервуаром, разделенным перегородкой, способ расчета которого уже был рассмотрен, является несколько более дешевой по стоимости сооружения, чем двухрезервуарная башня, но в эксплуатационном отношении создает следующие неудобства: а) нежелательность объединения в смежных отделениях бака воды разного качественного состава (например питьевой и неочищенной производственной) во избежание загрязнения чистой воды через возможные трещины в железобетонной перегородке и б) необходимость в размещении резервуара, в случаях использования его для обеспечения внутреннего пожарного напора, на большей высоте, чем это нужно для смежного отделения, содер-

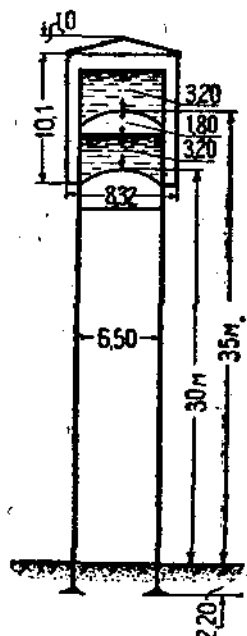


Рис. 79.

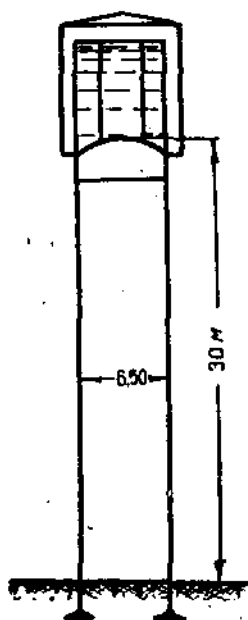


Рис. 80.

жащего питьевой или производственный запас воды, что вызывает перерасход энергии для дополнительной подкачки воды и удорожает самое устройство башни. Практически оба эти соображения почти исключают возможность применения таких башен, ограничивая его крайне редкими случаями (общности напоров и качественного состава воды).

Переходя к выявлению некоторых цифровых показателей для рассмотренных типов башен, следует остановиться на таблицах, приводящих данные о расходовании железобетонной кладки¹.

В частности табл. 7 дает объемы железобетонной кладки, идущей в дело при бетонировании основных элементов башни с двумя резервуарами, каждый по 100 м³ полезной емкости, при

¹ См. ниж. Кожин, В. Ф., К вопросу о водонапорных башнях с двумя резервуарами, "Санит. техника" № 2, 1933.

расположении верхнего из них на высоте 35 м и нижнего 30 м над уровнем земли. Параллельно приводится кубатура железобетона тех же элементов для башни с одним двухкамерным баком суммарной емкостью 200 м³, расположенным на высоте 35 м. Наконец для сравнения указан объем железобетонной кладки для двух отдельных башен емкостью на 100 м³ каждая, при высоте первой 35 м, а второй 30 м.

Необходимо иметь в виду, что во всех случаях подсчет кубатуры железобетона сделан для башни на сплошной цилиндрической стенке; для башен с другим типом опорного корпуса, например на колоннах, результаты будут иными.

Таблица 7.

№ по пор.	Название основных элементов башни	Кубатура железобетонной кладки в м³		
		Башни с двумя резервуарами: 1) емкостью 100 м³ h = 35 м; 2) емкостью 100 м³ h = 30 м	Башни с одним двухкамерным резервуаром емкостью 200 м³ h = 35 м	Две отдельные башни: 1) емкостью 100 м³ h = 35 м; 2) емкостью 100 м³ h = 30 м
1	Резервуар верхний	16,5	87,1	18,8
	нижний	20,6		18,8
2	Шатер	28,6	85,9	22,8 · 2 = 45,6
3	Корпус башни (ствол)	119,2	104,7	81,6 + 69,9 = 151,5
	При толщине стенок	0,18 м	0,15 м	0,15 м
4	Железобетонный ленточный фундамент	24,1	18,5	5,4 · 2 = 10,8
	Вся башня в м³	209,0	191,9	245,5
	То же в %	100%	91%	117%

Из табл. 7 видно, что объединенная башня с двумя резервуарами по 100 м³ расходует на 9% больше железобетона, нежели башня с одним общим резервуаром, но зато на 17% меньше, чем две отдельные башни. Учитывая ряд отмеченных выше эксплоа-

Таблица 8.

Общая емкость башни в м³	Емкость каждого резервуара башни в м³	Объем железобетонной кладки башни в м³					
		Башня с двумя резервуарами		Башня с одним двухкамерным резервуаром		Две башни	
		м³	%	м³	%	м³	%
200	100	209	100	191,9	91	245,5	117
400	200	312,6		291,7	93	364,2	118
600	300	420	"	400	95	456,2	109
800	400	532,5	"	516,7	97	558,4	105

тационных неудобств и перерасходов, неизбежных при устройстве башни с одним общим баком, следует признать более целесообразным применение объединенной башни с двумя резервуарами, тем более, что с увеличением емкости башен разница в расходе железобетонной кладки уменьшается с 9 до 3%. Это можно установить из табл. 8, где приведены данные о кубатуре железобетона для башен с общей емкостью баков от 200 до 800 м³, при постоянной высоте башни $h = 35$ м.

Вместе с тем табл. 8 показывает, что рентабельность объединенной башни с двумя резервуарами по сравнению с двумя отдельными башнями является ощутительной главным образом в пределах малой емкости резервуаров. Для башен с общей полезной емкостью резервуаров свыше 600 м³ отмеченная разница в кубатуре железобетонной кладки заметно оглаживается, в силу чего выбор той или иной конструкции должен целиком основываться на соображениях эксплуатационного и техни-

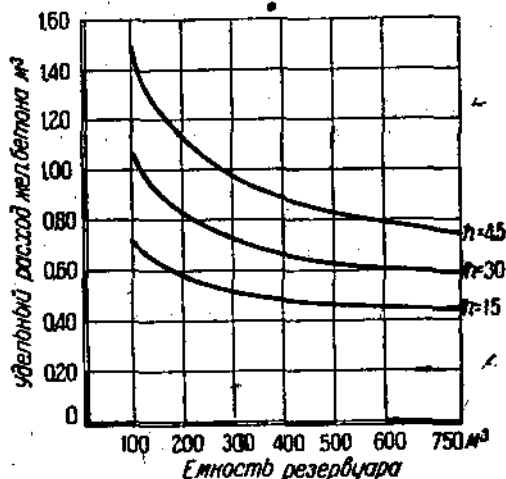


Рис. 81.

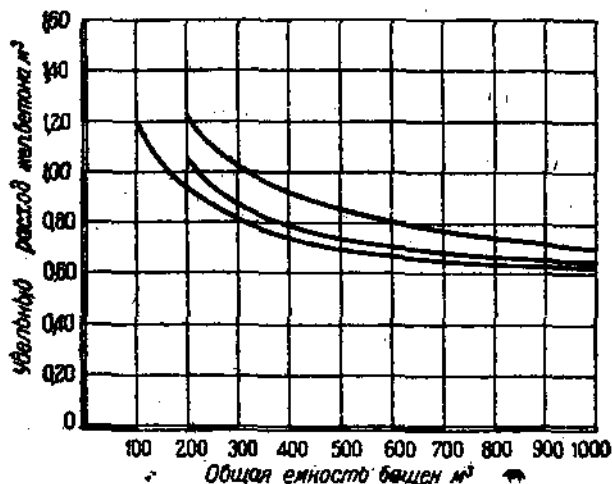


Рис. 82.

не оказывает. В качестве иллюстративного материала к табл. 8 могут быть приведены графики.

График на рис. 81 дает представление об удельном расходе

нологического порядка.

Для характеристики значимости сделанных выводов необходимо отметить, что стоимость железобетона составляет около 75% от всей строительной стоимости башни, влияние же других факторов (опалубка, земляные работы) для башен рассматриваемого типа (на сплошной цилиндрической стенке) остается почти неизменным и существенного значения

железобетонной кладки на 1 м^3 полезной емкости однорезервуарных башен разной высоты—от 15 до 45 м.

График на рис. 82 дает кривую, характеризующую тот же расход железобетонной кладки для однорезервуарной башни высотой 35 м (нижняя кривая), а также кривую, выражающую расход железобетона, отнесенный на 1 м^3 суммарной емкости двух башен той же высоты (верхняя кривая), и наконец расход железобетона, отнесенный к 1 м^3 суммарной емкости двух резервуаров одной объединенной башни (средняя кривая).

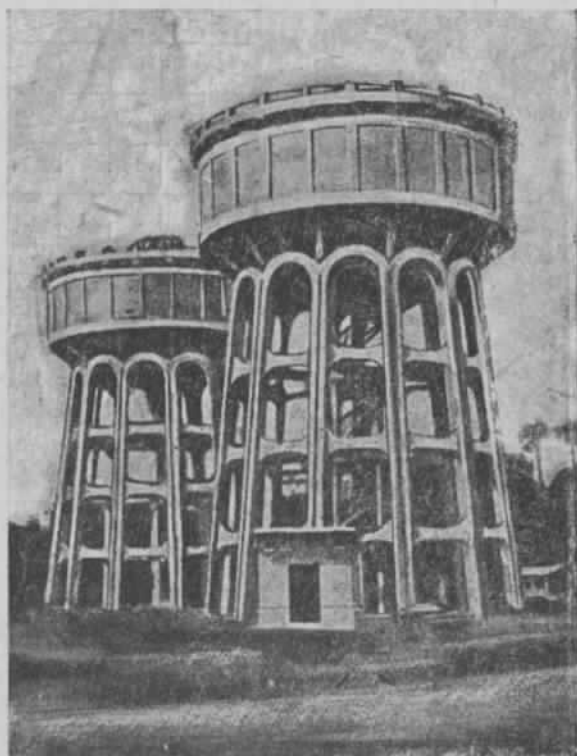


Рис. 83.

Из графика (рис. 82) видно, что с увеличением общей емкости резервуаров башен для каждого из рассмотренных конструктивных типов: 1) снижаются удельные расходы железобетона на 1 м^3 полезной емкости и 2) уменьшается разница между этими расходами для отдельных типов башен. Таким образом при большой общей емкости резервуаров башни (свыше 600 м^3) можно без ощутительного перерасхода в строительной стоимости останавливать выбор на любом из рассмотренных типов башен, руководствуясь исключительно эксплуатационными и технологическими соображениями. В частности большеемкие резервуары выгодно размещать на двух самостоятельных башнях, иногда в разных частях города, а в не-

которых случаях и рядом, осуществляя их постройку в две очереди по мере развития водоснабжения. Пример двух таких размещенных рядом железобетонных башен большой емкости показан на рис. 88.

Статический расчет объединенных башен с двумя резервуарами производится тем же порядком, как и обычных башен, с учетом всех дополнительных нагрузок от веса второго резервуара с водой, опорного кольца под этим резервуаром и т. д.

2. Башни с одним, двумя или тремя резервуарами на двойном опорном корпусе.

К сооружениям этого вида следует отнести:

а) упоминавшийся уже тип башен с двумя концентричными рядами колонн, из которых внешние колонны служат для поддержания шатра, а внутренние для установки на них резервуара;

б) тип башни с двойным рядом колонн, причем резервуар опирается на оба ряда колонн; в тех же случаях, когда есть необходимость в шатре, внешняя колоннада используется одновременно и для восприятия давления от шатра.

Первый из отмеченных типов башен может быть применен при необходимости установки большего, а иногда двух или даже трех менее крупных резервуаров на большой высоте, чем вызывается весьма значительное возрастание вертикального давления на грунт. Это давление должно быть не только распределено на большую площадь, но и рассредоточено, что и достигается путем устройства двух концентричных в плане колоннад. Применение указанного типа башни представляется почти неизбежным, если помимо большого веса башни грунты в месте постройки являются недостаточно плотными и не допускают повышенной нагрузки.

Кроме перечисленных условий одной из предпосылок к устройству подобных башен должна явиться также действительная потребность по местным условиям в шатре вокруг резервуара, так как в противном случае внешняя колоннада, предназначенная главным образом для поддержания шатра, оказывается ненужной.

Желательность распределения общего веса башни на две системы колонн объясняется еще и тем, что более емкие башни проектируются предпочтительно с баками системы Интце, имеющими, как известно, опорное кольцо несколько меньшего диаметра, чем в обычном типе цилиндрического резервуара со сферическим днищем. Ввиду этого диаметр башни по оси колонного корпуса и следовательно по оси кольцевой фундаментной балки является тоже несколько уменьшенным. Это вызывает в свою очередь уменьшение площади подошвы кольцевого фундамента и, стало быть, увеличение удельного давления на грунт. Вполне естественно, что передача нагрузки от шатра на самостоятельную систему внешних колонн башни поведет к разгрузке внутренней колоннады и поддерживающего их фундаментного кольца.

Расчет башни рассматриваемого типа ведется следующим образом.

1. Шатер и внешний колонный корпус, который здесь, как правило, делается со сплошным заполнением, рассчитываются по мето-

дам, уже изложенным при рассмотрении расчета цилиндрических шатров и колонного корпуса башни, но с учетом дополнительных нагрузок от междуэтажных перекрытий.

2. Резервуар и внутренний колонный корпус, не подвергающиеся при наличии шатра и междуэтажного заполнения непосредственному воздействию ветровой нагрузки, рассчитываются в полной аналогии с рассмотренными ранее способами расчета соответственных конструктивных элементов башни.

3. Фундамент проектируется: а) в виде двух концентричных в плане кольцевых железобетонных балок та-

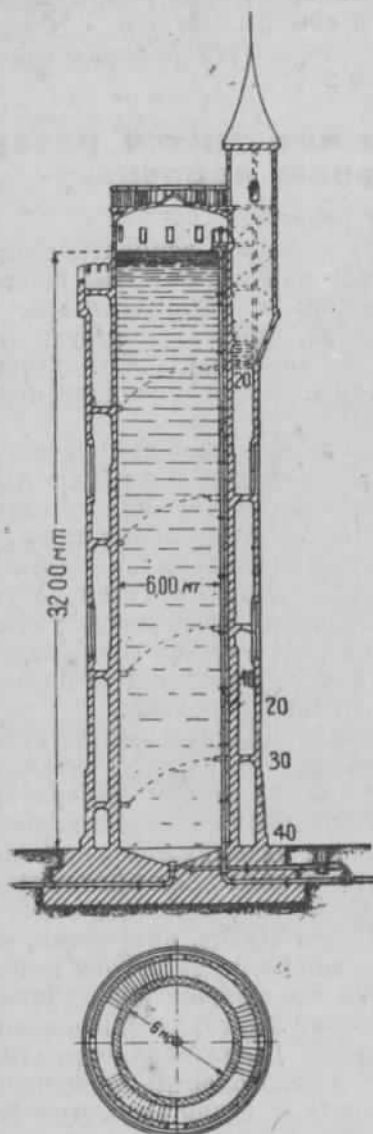


Рис. 84.



Рис. 85.

врового сечения, размеры которых должны быть подобраны так, чтобы удельное давление, передаваемое каждой из них, было бы одинаковым (желательно при этом передачу давления на грунт осуществлять через посредство общей кольцевой плиты, размещаемой под обеими фундаментными балками), и б) в виде сплошной железобетонной

бетонной круглой плиты, расчет которой может основываться на принципах расчета круглой фундаментной подушки.

Другой, отмечавшийся выше, случай применения башен с двойным опорным корпусом, целиком используемым для поддержания резервуара, может иметь место при устройстве на башне большего резервуара с плоским днищем, опирающимся на ребристое перекрытие. В силу крупных размеров резервуара значительно увеличивается нагрузка на перекрытие, что вызывает необходимость в уменьшении расчетного пролета балок и плит путем устройства под перекрытием двух рядов колонн, концентричных в плане.

При наличии действительной потребности в шатре передающаяся от него нагрузка должна восприниматься внешней системой колонн, поддерживающих перекрытие под резервуаром.

К типу железобетонных башен с двойными опорным корпусом близко стоят так называемые „водонапорные колонны“, представляющие собою высокий цилиндрический резервуар с днищем, опирающимся на грунт (рис. 84), и защищенный снаружи утепленной железобетонной оболочкой, расположенной в плане концентрично резервуару и играющей роль шатра. Между резервуаром и оболочкой оставляется промежуток в 1,0—1,3 м для прохода винтовой лестницы.

Так как стенки резервуара и оболочки представляют собою полые железобетонные цилиндры, бетонирование и возведение их осуществляется посредством подвижной опалубки.

Примером такой водонапорной колонны может служить башня Ростовского-на-Дону водопровода, построенная в 1929 г. (рис. 85).

Допускаемая высота слоя воды в железобетонном резервуаре водонапорной колонны зависит от марки бетона, качества работы, а также от степени надежности мер, принятых для сообщения бетону должной водонепроницаемости, и может достигать предельно 25—35 м.

3. Башни со сдвоенным опорным корпусом

Башни со сдвоенными опорным корпусом из двух параллельных цилиндров, имеющих в плане вид двух колец с прямыми вставками (вроде цифры 8), крайне редко встречаются в строительной практике. Единственный пример этого рода приводится у Эмпергера¹, где рассматривается башня, выстроенная в 1917 г. в Гогенбурге близ Крефельда. Башня имеет два цилиндрических железобетонных резервуара емкостью каждый по 500 м³, размещенных на высоте 20 м над уровнем земли.

Оправданием подобной конструкции может служить намерение распределить давление сооружения на большую площадь, так как упомянутая башня находится в затопляемой местности в 1 км от р. Рейн. Однако по видимому более вероятной причиной было желание придать сооружению монументальное архитектурное оформ-

¹ См. R. Emperger, Handbuch für Eisenbetonbau, Bd. V, Berlin 1923.

ление, что вполне удачно разрешено за счет увеличения кубатуры кладки.

Кстати башня не является железобетонной в полном смысле этого слова, так как железобетонные конструкции представлены в ней только резервуарами и междуэтажными перекрытиями.

Во всех отношениях удобнее и экономичнее взамен однокорпусного опорного корпуса устраивать две отдельные башни, расположенных одна возле другой, по типу, изображенному на рис. 83. Этим достигается возможность очередности в осуществлении башни и упрощается, а следовательно и удешевляется самое производство работ.

IX. ОСОБЫЕ УСЛОВИЯ УСТРОЙСТВА БАШЕН.

1. Башни в сейсмических условиях.

К сейсмическим областям относятся отдельные районы земного шара, подверженные действию землетрясений, возникающих главным образом в связи с дислокационными тектоническими процессами.

В пределах СССР находится несколько опасных сейсмических областей, а именно Закавказье, южный берег Крыма и Туркестан.

В связи с этим еще в 1928 г. Госпланом РСФСР изданы „Временные правила для постройки и ремонта зданий в сейсмических районах Крымской АССР“. В изданных позднее „Единых нормах строительного проектирования“, ОСТ 4537 (1931 г.) приводится только шкала для определения силы землетрясения по 12-балльной системе, в основу которой положены как средние субъективные характеристики различной силы землетрясений, так и вполне определенные величины ускорения колебательного движения земной коры при землетрясении, определяемые по формуле:

$$E = \frac{4 \pi^2 A}{T^2},$$

где E — ускорение колебательного движения,

A — амплитуда колебания,

T — период колебания.

Следует отметить, что нормы Госплана 1928 г., относящиеся только к Крыму, устанавливают максимальное значение силы землетрясения в 8 баллов для наиболее неблагоприятного в сейсмическом отношении южного берега, причем до установления точных величин горизонтальных ускорений для учета их в статических расчетах временными правилами предусматривается введение сейсмического коэффициента α , представляющего отношение добавочных горизонтальных сил, вызываемых землетрясением, к постоянной вертикальной нагрузке. Горизонтальные силы считаются приложенными в центрах тяжести соответствующих элементов сооружений и принимаются для Крыма максимально в размере $\alpha = 10\%$ от постоянной вертикальной нагрузки.

Между прочим, по шкале „Единых норм строительного проектирования“ 1931 г. для землетрясения силой в 8 баллов горизонталь-

ное ускорение составляет $E = 250 - 500$ мм/сек., что дает для максимального значения $\alpha = \frac{E}{G} = \frac{0,500}{9,81} = 0,051$, или только 5,1% от постоянной вертикальной нагрузки, и следовательно даже меньше 10% указанных временными правилами Госплана 1928 г.

Опыт большого землетрясения в Японии 1 сентября 1923 г. показывает, что в мягком аллювиальном грунте замечались передвижения почвы на 270 мм туда и обратно в течение 1,35 сек., что соответствует горизонтальному ускорению массы

$$E = 4\pi^2 \frac{A}{T^2} = 4 \cdot 3,14^2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{270}{2 \cdot 1,35^2} = 2930 \text{ мм/сек.}^2$$

или сейсмическому коэффициенту

$$\alpha = \frac{E}{G} = \frac{2,93}{9,81} = 0,30.$$

Таким образом при статическом расчете сооружений в условиях подобных землетрясений ко всем вертикальным нагрузкам надо прибавлять дополнительные горизонтальные силы в размере 30%.

Устойчивость башни в сейсмических условиях зависит однако не только от сотрясений, но и от явлений колебания, причем если период сейсмического колебания приблизительно одинаков с периодом собственного колебания башни, то возникает действие резонанса, вызывающее гораздо большие напряжения, чем горизонтальное ускорение. Этими именно колебаниями объясняется странное на первый взгляд явление разрушения высоких башен при небольших землетрясениях, мало отражавшихся на сооружениях другого вида.

Интересно отметить, что разрушение происходило не у подошвы башни, как можно было бы предполагать, а на $\frac{1}{8}$ высоты, считая от нижнего сечения, или даже еще выше в зависимости от конструкции.

Расчет на действие резонанса приобретает таким образом главенствующее значение для определения сейсмостойкости такого рода сооружений как башни¹.

Рассматриваются два случая:

1) случай колебания невесомого упругого стержня с заделанным нижним концом и свободным верхним, на который действует сосредоточенный груз P (рис. 86);

2) случай колебания стержня, заделанного нижним концом и свободным верхним с нагрузкой лишь от собственного веса (рис. 87).

Рассмотрение этих двух случаев колебания стержня в приложении к железобетонным водонапорным башням показывает, что первый случай более применим к башням с опорным корпусом из отдельных железобетонных колонн, не имеющих заполнения или с заполнением, не несущим нагрузки, вследствие чего все сооружение может колебаться с тем же периодом, как и каждая от-

¹ См. ниж., Р. Бриске, Сейсмостойкость сооружений. М. 1932.

Дельная железобетонная колонна. Опорный корпус таких башен имеет гораздо меньший вес, чем наполненный водой резервуар с окружающим его шатром, что приближает конструкцию башни к теоретическому условию нагруженного невесомого стержня, но вместе с тем эта особенность значительно ухудшает условия сейсмостойкости сооружения, особенно при вертикальном размещении колонн.

Как показывают приводимые ниже расчеты, башни на колоннах плохо переносят даже те горизонтальные сотрясения, которые вызываются простым ускорением при сейсмических явлениях.

Второй случай колебания стержня более применим для высоких башен с опорным корпусом в виде сплошного железобетонного цилиндра, стенки которого служат продолжением стенок резервуара. Материал башни оказывается при такой конструкции равномерно

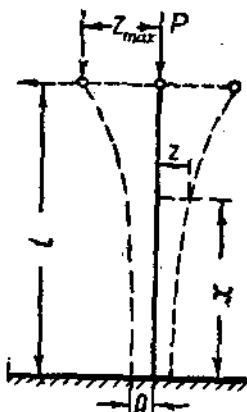


Рис. 86.

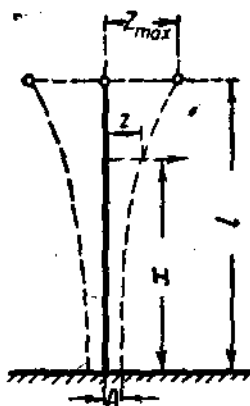


Рис. 87.

распределенным по высоте сооружения, а отношение веса воды в резервуаре к общему весу башни составляет для малосмких и высоких объектов (100 м^3 при $h = 45 \text{ м}$) величину $\frac{P}{G} = 0,278$. Это способствует приближению всей конструкции к теоретическим условиям стержня, нагруженного собственным весом, и вместе с тем увеличивает сопротивляемость башни горизонтальным силам от ускорения, что подтверждается приводимыми ниже примерами расчета.

Однако период собственного колебания таких башен довольно значителен, что усугубляет опасность резонанса при землетрясениях с коротким периодом.

Рассмотрим условия сейсмостойкости башен обоих типов на конкретных примерах.

Определение сейсмостойкости башни на колоннах

Железобетонная башня квадратного в плане сечения из четырех отдельных колонн, высотой $h = 30 \text{ м}$, поддерживает резервуар

емкостью 100 м³. Расстояние между колоннами в плане $a = 5$ м (рис. 88).

Нагрузка на колонны складывается из: веса резервуара $P_1 = 50$ т, веса шатра $P_2 = 40$ т, веса воды $P_3 = 100$ т, а всего $P = 50 + 40 + 100 = 190$ т.

На каждую колонну приходится $\frac{P}{4} = 47,5$ т. Собственный вес колонны при квадратном сечении $0,3 \cdot 0,3$ м составит:

$$P_4 = 0,3^2 \cdot 30,0 \cdot 2,4 = 6,5 \text{ т.}$$

Собственный вес 9 обвязок через 4 м по высоте башни при размерах сечения $0,2 \cdot 0,16$ м составит на одну колонну:

$$P_5 = \frac{9 \cdot 0,2 \cdot 0,16 \cdot 4 \cdot 5 \cdot 2,4}{4} = 3,0 \text{ т.}$$

Всего на каждую колонну в нижнем сечении приходится

$$P_0 = 47,5 + 6,5 + 3,0 = 57 \text{ т.}$$

Таким образом отношение веса опорной части к весу нагрузки составляет

$$\frac{G}{P} = \frac{4(6,5 + 3,0)}{190} = \frac{38}{190} = 0,20.$$

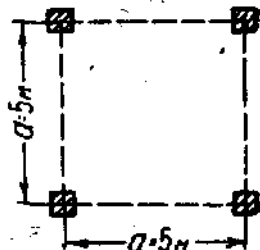


Рис. 88.

Следовательно без особого ущерба для практической точности расчета можно считать всю нагрузку приложенной в верхней части и применить к рассмотренной конструкции башни случай колебания невесомого стержня с сосредоточенной нагрузкой на свободном конце.

Тогда момент, учитывающий степень сотрясения (или сейсмический коэффициент) α и не принимающий во внимание собственные колебания башни, будет:

$$M_0 = -\alpha \frac{P}{g} \cdot l,$$

где $\alpha = \frac{4 \pi^2 A}{g T^2}$, причем α — степень сотрясения (сейсмический коэффициент); по нормам Госплана $\alpha = 10\%$ или $\alpha = 0,1$, P — вес башни, $g = 9,81$ м/сек.

Наибольший момент у подошвы башни при действии резонанса

$$M = -\alpha_1 \cdot P \cdot l,$$

где $\alpha_1 P$ — объемная сила, действующая вследствие ускорения на конце стержня, причем

$$\alpha_1 = \frac{4 \pi^2}{T^2} Z_{\max}.$$

Здесь $Z_{\max}$ — наибольший размах свободного конца стержня, составляющий:

$$Z_{\max} = \frac{A}{1 - \frac{T_1^2}{T^2}},$$

где T_1 — период собственного колебания стержня, T — период землетрясения.

Обычно принимают:

$$\frac{T^2}{T_1^2} \geq 4, \text{ или } \frac{T_1}{T} \leq 2.$$

Отношение обоих моментов составит:

$$\frac{M}{M_0} = \frac{\alpha_1}{\alpha} = \frac{Z_{\max}}{\alpha} = \frac{1}{1 - \frac{T_1^2}{T^2}}.$$

Период собственного колебания стержня находится по формуле:

$$T_1 = \frac{2\pi}{\sqrt{3}} l \sqrt{\frac{l}{g}} \cdot \sqrt{\frac{P}{EI}} = 3,63 l \sqrt{\frac{l}{g}} \cdot \sqrt{\frac{P}{EI}}.$$

$E_{\text{ж.б.}} = 2,1 \cdot 10^6 \text{ т/м}^2 = 2,1 \cdot 10^6 \text{ кг/см}^2$ — модуль упругости для железобетона, I — момент инерции сечения.

Иначе

$$T_1 = 1,81 \pi \sqrt{\frac{l}{g}} \sqrt{\frac{1}{m}},$$

m — коэффициент прочности сооружения $= \frac{\pi^2 EI}{4 Pl^2}$.

Наконец напряжение в бетоне на сжатие для нижнего сечения (без учета ветра)

$$n_\delta = \frac{P}{F} + \frac{M_0}{W}.$$

Для рассматриваемой башни имеем:

$$P = G + P_0 = 38 + 190 = 228 \text{ т} = 228\,000 \text{ кг},$$

$$n_\delta = \frac{P}{4f_\delta(1 + 15\Pi)} + \frac{0,1 Pl}{2f_\delta(1 + 15\Pi)} \text{ а},$$

где $\Pi = 0,025$ (2,5% — содержание арматуры в железобетонных колоннах)

$$n_\delta = \frac{228\,000}{4 \cdot 30^2(1 + 0,375)} + \frac{0,1 \cdot 228\,000 \cdot 3000}{2 \cdot 30^2(1 + 0,375) 500} = 46,1 + 55,3 = 101,1 \text{ кг/см}^2.$$

Таким образом введение сейсмического коэффициента в данном случае увеличивает напряжение в нижнем сечении башни более

чем в 2 раза, причем по абсолютной величине оно не может быть воспринято даже армированным бетоном.

Необходимо также учесть период собственного колебания башни, составляющий

или

$$T_1 = \frac{2\pi}{\sqrt{3}} \cdot l \sqrt{\frac{l}{g}} \sqrt{\frac{P}{EI}}$$

$$\bar{T}_1 = 3,63 l \sqrt{\frac{l}{g}} \sqrt{\frac{P}{EI}} =$$

$$= 3,63 \cdot 3000 \sqrt{\frac{3000}{981}} \cdot \sqrt{\frac{228\,000}{2,1 \cdot 10^6 \cdot 4 \cdot 30^2 \cdot 250^3}} = 0,42 \text{ сек.}$$

Таким образом при землетрясениях с коротким периодом наступает реальная опасность разрушения башни от действия резонанса.

Найдем отношение:

$$\frac{M}{M_0} = \frac{1}{1 - \frac{T_1^2}{T^2}} = \frac{1}{1 - \frac{0,42^2}{1,35^2}} = \frac{1}{0,90} = 1,11.$$

Полученное отношение показывает, что вследствие резонанса происходит увеличение момента на 11% по сравнению со значением, определенным без учета собственного колебания башни, а это в свою очередь ведет к дополнительному увеличению напряжений.

Следовательно, если не изменять сечения колонн и процент армирования, то необходимо увеличить расстояние между колоннами до значения $a_1 = 15 \text{ м}$, при котором $n'_s = 46,1 + 55,3 \cdot 1,11 \cdot \frac{a}{a_1} = 46,1 + 20,4 = 66,5 \text{ кг/м}^2$, что может быть допущено для бетона высоких марок. Однако подобное увеличение расстояния между колоннами, достигающее в рассматриваемом примере половины высоты башни, практически совершенно неприемлемо по конструктивным соображениям (например с точки зрения соблюдения рациональных размеров резервуара и т. д.). Сделанный расчет показывает полную непригодность высоких башен на колоннах в сейсмических условиях и в то же время подсказывает конструктивную форму сейсмостойкой конструкции, которая должна иметь широкое основание, суживающееся кверху по типу башни Эйфеля. Однако такая конструктивная форма более соответствует сооружениям из металла.

Определение сейсмостойкости башен на сплошной цилиндрической железобетонной стенке.

Башни на сплошной железобетонной цилиндрической стенке по условиям работы во многом напоминают дымовые железобетонные трубы.

На основании предыдущих рассуждений для определения сейсмостойкости таких башен применяем случай колебания стержня, нагруженного собственным весом.

Расчет периода собственного колебания башни производится следовательно по формуле для периода собственного колебания заделанной одним концом балки однообразного сечения, а именно:

$$T_1 = kl \frac{l}{\rho},$$

где

$$k = 1,788 \sqrt{\frac{\gamma}{gE}},$$

ρ — радиус инерции; $\rho = \sqrt{\frac{I}{F}}$; для железобетона $\gamma = 2,4$; $E = 2,1 \cdot 10^6 \text{ т/м}^2 = 210\,000 \text{ кг/см}^2$; и следовательно:

$$k = 1,788 \sqrt{\frac{2,4}{9,81 \cdot 2,1 \cdot 10^6}} = 0,00061 = \frac{1}{1640}.$$

Рассмотрим пример расчета на действие резонанса при землетрясении для водонапорной башни емкостью 100 м³ на сплошной железобетонной цилиндрической стенке диаметром $d = 5 \text{ м}$ и высотой $l = 50 \text{ м}$, включая высоту резервуара $h = 5 \text{ м}$, стенки которого служат продолжением стенок башни (рис. 89).

В этом случае

$$\rho = \frac{d}{4} \sqrt{2} = \frac{5}{4} 1,43 = 1,70 \text{ м},$$

$$\frac{l}{\rho} = \frac{50}{1,7} = 29,4.$$

$$T_1 = kl \frac{l}{\rho} = 0,00061 \cdot 50 \cdot 29,4 = 0,895 \text{ сек.}$$

Сравнивая период собственного колебания башни с данными японского землетрясения 1923 г., для которого $T = 1,35 \text{ сек.}$, $A = 15 \text{ см}$ и следовательно:

$$\alpha = \frac{4\pi^2}{g} \cdot \frac{A}{T^2} = \frac{4 \cdot 3,14^2}{9,81} \cdot \frac{0,15}{1,35^2} = 0,33,$$

имеем

$$\frac{T_1}{T} = \frac{0,895}{1,35} = 0,665,$$

т. е. землетрясение настолько сильно, что период его лишь на $\frac{1}{3}$ больше собственного периода колебания тонкой и высокой башни.

Далее находим величину λ , составляющую $\lambda = \lambda' \sqrt{\frac{T_1}{T}}$, причем λ' — наименьшее значение, при котором решается дифференциальное уравнение упругой линии, соответствующее колебанию стержня в основании.

По Фейллиу $\lambda' = 107^\circ 26'$ или выражая λ' в радианах получим:

$$\lambda' = \frac{\pi}{180^\circ} \cdot 107^\circ 26' = 1,875$$

откуда

$$\lambda = 1,875 \sqrt{0,665} = 1,875 \cdot 0,816 = 1,53$$

или

$$\lambda = 87^\circ 35' \text{ при полученном } \frac{T_1}{T} = 0,665.$$

Решение дифференциального уравнения упругой линии дает проф. Мононобе¹.

Момент, вызываемый колебаниями в основании башни

$$M = \psi A \frac{EI}{l^2},$$

причем

$$\psi = -\frac{\lambda^2}{2} \left\{ (\cosh \text{hyp } \varphi - \cos \varphi) + \right. \\ \left. + \frac{1}{1 + \cos \text{hyp } \lambda \cdot \cos \lambda} [\sin \text{hyp } \lambda \cdot \sin \lambda (\cos \text{hyp } \varphi + \right. \\ \left. + \cos \varphi) - (\sin \text{hyp } \lambda \cos \lambda + \cos \text{hyp } \lambda \cdot \sin \lambda) (\sin \text{hyp } \varphi - \sin \varphi)] \right\}.$$

Таким образом момент зависит только от амплитуды землетрясения, равной A , и значения ψ , меняющегося соответственно изменению периода землетрясения.

Определение величины ψ ведем в развернутом виде, составляя специальную табличку и вычисляя члены уравнения для нескольких сечений по высоте башни (наиболее характерных в отношении действия момента).

Постоянные для рассматриваемого случая члены уравнения составляют:

$$\frac{1}{1 + \cos \text{hyp } \lambda \cdot \cos \lambda} = \frac{1}{1 + 2,209 \cdot 0,042} = \frac{1}{1 + 0,093} = 0,915, \\ \sin \text{hyp } \lambda \cdot \sin \lambda = 2,201 \cdot 0,999 = 2,20.$$

Зная значение ψ , можно определить момент $M = \psi A \frac{EI}{l^2}$, который следует сравнить с моментом, получаемым обыкновенным методом непосредственно от силы сотрясения и составляющим

$$M_1 = -\alpha \gamma Fl \frac{l(x)}{2} \frac{(l-x)^2}{l^2}.$$

¹ D-r Mononobe, Vibration of Tower-shaped structure and its seismic stability, „Journal of the Civile Engineering, Society“, Tokyo 1919.

Таблица 9.

Вычисление значений ψ .

$\frac{x}{l}$	0	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	1,0
x в м	0	10'	15'	20'	25'	30'	50'
φ°	0	17°31',2	26°16',8	35°2',4	43°47',5	52°33',5	87°35'
φ (числ.)	0	0,306	0,459	0,612	0,765	0,918	1,53
$\cos \text{hyp } \varphi$	1	1,047	1,107	1,193	1,307	1,451	2,209
$\sin \text{hyp } \varphi$	0	0,310	0,475	0,653	0,839	1,052	2,201
$\cos \varphi$	1	0,954	0,897	0,819	0,722	1,608	0,042
$\sin \varphi$	0	0,301	0,443	0,574	0,692	0,794	0,999
$\cos \text{hyp } \varphi - \cos \varphi$	0	0,093	0,210	0,374	0,585	0,838	2,167
$\cos \text{hyp } \varphi + \cos \varphi$	2	2,001	2,004	2,012	2,029	2,059	2,251
$\sin \text{hyp } \lambda \cdot \sin \lambda$	4,4	4,402	4,409	4,426	4,464	4,530	4,952
$\cos \text{hyp } \varphi + \cos \varphi$	0	0,611	0,918	1,227	1,531	1,846	8,200
$\sin \text{hyp } \varphi + \sin \varphi$	-4,73	-3,81	-2,70	-2,16	-1,695	-1,273	0

Беря отношение $\frac{M}{M_1}$ и подставляя $F = \frac{I}{\rho^2}$, получим

$$\mu = \frac{M}{M_1} = \frac{2\psi A}{\alpha \gamma} E^2 \frac{\rho^2}{l^2} \frac{1}{l^2} \frac{l^2}{(l-x)^2}.$$

Для рассматриваемого случая

$$\begin{aligned} \mu &= \frac{2\psi 0,15}{0,33 \cdot 2,4} \cdot 2100000 \frac{1,7^2}{50^2} \cdot \frac{1}{50^2} \cdot \frac{l^2}{(l-x)^2} = \\ &= 0,375 \psi 0,336 \cdot 2,89 \frac{l^2}{(l-x)^2} = 0,365 \psi \frac{l^2}{(l-x)^2} = 0,365 \psi \beta, \end{aligned}$$

где

$$\beta = \frac{l^2}{(l-x)^2}.$$

При $x=0$	10 м	15 м	20 м	25 м	30 м	50 м
$\beta=4,0$	1,563	2,05	2,78	4,0	6,25	∞
$\mu=1,73$	1,98	2,47	2,75	3,15	2,90	1

Таким образом в рассматриваемом случае момент вследствие колебаний будет больше момента, определяемого обычным путем с учетом наибольшего ускорения, почти в 2 раза (точнее, в 1,73 раза) у подошвы башни и более чем в 3 раза по середине высоты башни (рис. 90). Этим и объясняются частые случаи разрушения башен при землетрясениях, не причинявших большого вреда другим сооружениям, так как в силу продолжающихся в течение значительного промежутка времени волн землетрясения с короткими равномерными периодами наступало действие резонанса.

Как уже указывалось, излом происходит в большинстве случаев между нижней и верхней третью вследствие относительно больших

напряжений, возникающих в этой части корпуса башни от момента, вызываемого колебаниями, при условии, что корпус башни построен как тело равной прочности при расчете на давление ветра.

Обычно стенки башни делаются из соображений удобства применения подвижной опалубки постоянной толщины, а не по принципу равной прочности, так что практически причины излома зависят в большей мере от разных случайностей в отношении материала, качества работ и колебаний высокой степени (сверхколебаний).

Однако и при постоянной величине площади сечения башни излом должен ожидать в пределах средней трети высоты сооружения, что подтверждается сопоставлением приведенного ряда величин μ , достигающих наиболь-

шего значения при $\frac{x}{l} = 0,4 - 0,6$.

Остается выяснить абсолютные величины наибольших напряжений, которые будут в подошве и составят

$$n_{\sigma} = \frac{M}{W} = \mu \frac{M_1}{W} = \mu \alpha \gamma \frac{F l^2}{W^2}.$$

Так как толщина стенок башни по сравнению с диаметром ее относительно незначительна, то радиус ядра поперечного сечения

$$r = \frac{W}{F} = \frac{d_c}{4}.$$

Тогда $n_{\sigma} = 2 \mu \alpha \gamma \frac{l^2}{d_c}$, и для рассматриваемого случая при $\mu = 1,730$

$n_{\sigma} = 2 \cdot 1,73 \frac{1}{3} \cdot 2,4 \frac{50^2}{5} = 1390 \text{ т/м}^2 = 139 \text{ кг/см}^2$, т. е. напряжение настолько значительно, что оно не может быть выдержано даже бетоном высших марок, между тем как расчет, произведенный без учета колебаний, дал бы для напряжения на сжатие величину

$$n_{\sigma} = 2 \alpha \gamma \frac{l^2}{d} = \frac{n_{\sigma}}{\mu} = \frac{139}{1,73} = 80,4 \text{ кг/см}^2,$$

которую при некоторых условиях можно допустить для бетона высших марок.

В более точных расчетах следует вместо формулы $n_{\sigma} = \frac{M}{W}$ применять для определения n_{σ} формулу для одновременного действия сжатия и изгиба по оси, хотя конечные результаты весьма мало разнятся.

Приближенный метод определения сейсмостойкости при опасности резонанса.

Изложенный метод расчета является громоздким и не вполне точным, так как башня все же имеет в верхней части нагрузку

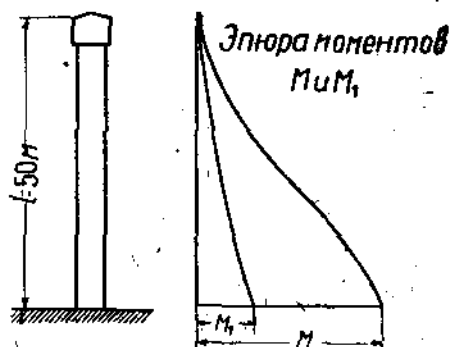


Рис. 90.

от веса воды в резервуаре, а сейсмограмма не представляет собой точной синусоиды. Поэтому вполне допустимо проверку сейсмостойкости производить по приближенной формуле:

$$\mu' = \frac{n_0}{1 - \frac{T_1^2}{T^2}} = \mu \cdot n_0,$$

причем

$$\mu = \frac{1}{1 - \frac{T_1^2}{T^2}}.$$

Подставляя значения T_1 и T из рассмотренного выше примера, имеем:

$$\mu = \frac{1}{1 - \frac{T_1^2}{T^2}} = \frac{1}{1 - \frac{0,896^2}{1,35^2}} = \frac{1}{1 - 0,44} = 1,785,$$

т. е. величину, весьма близкую к величине $\mu = 1,780$ (разница 3%), полученной путем довольно сложного расчета.

Определение собственного периода колебания башни с учетом собственного веса и внешней нагрузки.

Помимо рассмотренных случаев колебания сооружений может встретиться необходимость одновременного учета как собственного веса башни, так и внешней нагрузки от веса воды в резервуаре.

Главным образом это относится к башням, для которых отношение собственного веса к нагрузке составляет $\frac{G}{P} \approx$ от 1,0

до 1,4, что имеет место при невысоких (около 15 м) и вместе с тем более емких объектах (от 200 до 750 м³). Кривые отношения $\frac{G}{P}$ для башен различной высоты и емкости легко находятся на специальном графике (рис. 91), составленном автором данной книги.

По исследованию проф. Монобе решение дифференциального уравнения для случая одно-

временного учета собственного веса и полезной нагрузки приводит к выражению:

$$\lambda = \frac{G}{P} \frac{1 + \cos \text{hyp } \lambda \cdot \cos \lambda}{\cos \text{hyp } \lambda \sin \lambda - \sin \text{hyp } \lambda \cos \lambda}.$$

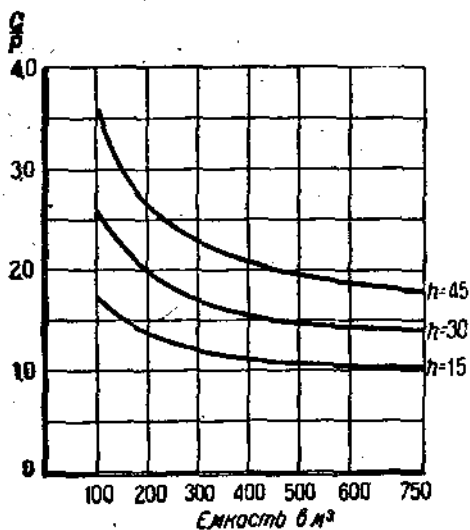


Рис. 91.

При решении этого уравнения рекомендуется пользоваться для определения $\frac{G}{P}$ упомянутым графиком, а для определения соответствия между $\frac{G}{P}$ и λ — таблицей, предложенной проф. Мононобе и дополненной автором.

В таблице приведены также значения C_2 , входящие в формулу для определения продолжительности собственного колебания, равного

$$T_2 = C_2 l \frac{1}{p} \sqrt{\frac{\gamma}{gE}},$$

причем

$$C_2 = \frac{2\pi}{\lambda^2}.$$

Таблица 10.

$\frac{G}{P}$	0,1	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0	1,2	1,4	1,5
λ	0,733	0,868	1,02	1,12	1,19	1,25	1,29	1,32	1,35
C_2	11,7	8,31	6,1	5,01	4,44	4,07	3,76	3,58	3,45

$\frac{G}{P}$	1,88	2,27	2,82	3,6	4,6	6,0	8,55	12,15	21,2	74	∞
λ	1,40	1,45	1,50	1,55	1,60	1,65	1,70	1,75	1,80	1,85	1,875
C_2	3,20	2,99	2,79	2,62	2,45	2,31	2,17	2,05	1,94	1,84	1,788

Для определения промежуточных значений λ при любых величинах $\frac{G}{P}$ можно пользоваться графиком (рис. 92), где зависимость между $\frac{G}{P}$ и λ представлена кривой гиперболического вида¹.

Следует отметить, что при отношениях $\frac{G}{P} > 3,0$ практическое расхождение результатов вычислений по сравнению с расчетом, учитывающим лишь влияние собственного веса башни, является весьма незначительным.

При $P=0$ получается тождество с рассмотренным случаем колебания стержня, нагруженного только собственным весом; если же $\frac{G}{P}$ получается весьма малым, то формула приводит к результатам, почти одинаковым с получаемыми для невесомого стержня с сосредоточенной нагрузкой на свободном конце.

¹ График, охватывающий большой диапазон отношений $\frac{G}{P}$, приводится в статье инж. Кожина В. Ф. „Водонапорные башни в сейсмических условиях“, „Технический бюллетень Водоканалпроекта“ № 3—4, стр. 29—40. М. 1933.

Общие замечания для учета сейсмостойкости башен.

При возведении высоких и тонких железобетонных башен особо важное значение имеет тщательное устройство основания, которое действительно удовлетворяло бы условию полного защемления; упругость основания способствует удлинению периода собственного колебания башни и тем самым повышает опасность резонанса.

Весьма значительное влияние на сейсмическую стойкость сооружений имеет также характер грунта. Так например на основании

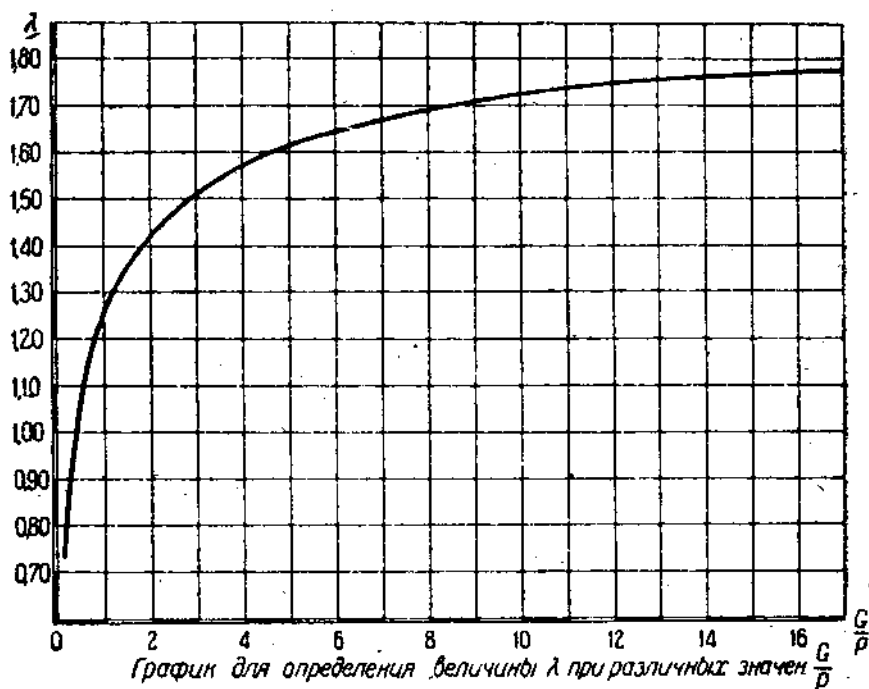


Рис. 92.

давних о землетрясении 1906 г. в Калифорнии (САСШ) было определено, что если эффект землетрясения в плотных кристаллических породах принять за 1, то для песчаника он составит 1—2,4, для рыхлого песка 2,4—4,4, для насыпного строительного грунта 4,4—11,6 и наконец при болотистом (илистом) грунте 12. Это происходит оттого, что в рыхлых пластах помимо сотрясений происходят еще перемещения масс, вызываемые сейсмическими волнами.

Всесторонний учет отмеченных факторов дает возможность за счет небольших сравнительно дополнительных расходов возводить действительно сейсмостойкие сооружения. Представление о землетрясении как стихийной, непреодолимой силе должно уступить место продуманному конструктивному расчету, обеспечиваю-

щему сейсмостойкость в определенных конечно условиях и пределах. Наиболее правильным техническим решением явится создание сооружения с коротким периодом собственного колебания.

Необходимо указать, что колебания высоких и тонких башен могут иметь место и при отсутствии сейсмических условий, а именно при сильных ураганах и колебаниях почвы (с коротким периодом), от сотрясений, вызываемых оседанием почвы, например в рудничных районах, взрывами, а также транспортом (тяжелые поезда) и работой машин, например насосных агрегатов, размещенных в башне.

2. Башни в условиях вечной мерзлоты.

Вечная мерзлота представляет собой слой мерзлого грунта, не оттаивающего даже в самое теплое время года. Область вечной мерзлоты распространяется территориально на северную часть Европы, Азии и Америки. Почти вся огромная поверхность, занятая вечной мерзлотой в Европе и Азии, лежит в пределах СССР, где составляет около 9,4 млн. км² или 44% всей территории Советского Союза ¹). Граница вечной мерзлоты ² берет начало несколько северо-восточнее Архангельска, пересекает, примерно пополам, среднее течение Печоры, проходит севернее Березова и Туруханска, затем круто поворачивает на юг, доходя до р. Енисея, далее идет параллельно его течению по восточному берегу, переходит через нижнее течение р. Тунгузки и достигает середины Нижней Ангары. Отсюда параллельно течению Ангары проходит до западного берега р. Лены, поднимается на себер до Олекминска, направляется вновь на юго-запад по восточному берегу оз. Байкал, огибает с юга Иркутск и Красноярск, заворачивает на запад; далее, изогнувшись в обратную сторону, идет на восток через оз. Косогоул, пересекает рр. Селенгу, Орхон, истоки рр. Урги и Курулана и огибает с восточной стороны оз. Хайлар, захватывая таким образом северную часть Монголии. Входя снова в пределы СССР, граница вечной мерзлоты направляется на северо-восток мимо Благовещенска в сторону устья р. Уды, впадающей в Охотское море, и наконец пересекает северную часть полуострова Камчатка.

По мнению академика Вильда, вечная мерзлота возможна в районах со средней годовой температурой на выше 2° Ц. Однако совпадение изотермы — 2° Ц с границей вечной мерзлоты только приблизительное, так как вечная мерзлота зависит еще от ряда других факторов, а именно снегового покрова, петрографического состава пород, степени освещенности местности солнечными лучами, наличия слоя торфа, присутствия грунтовых вод и их уровня, защищенности от ветра и теплых течений и т. д.

Эти же факторы обуславливают глубину залегания и мощность слоя вечной мерзлоты, причем глубина залегания меняется от 0,65

¹ По последним данным известного исследователя М. И. Сумгина общая поверхность, занятая вечной мерзлотой в СССР, достигает 10 млн. км² или около 47% всей территории; см. М. И. Сумгин, "Проблема вечной мерзлоты", "Социалистическая реконструкция и наука" № 7, 1933 г.

² См. Цыбульский, Инженерная геология, ч. 2, 1932.

до 3,2 м, а мощность (толщина) слоя мерзлоты, колеблясь от 15 до 17 м у Белого моря, составляет в среднем от 20 до 60 м и достигает в отдельных местах (Якутская область) до 150 м.

Глубина оттаивания грунта с поверхности может достигать до 6—8 м; определение этой глубины особенно важно при устройстве фундаментов сооружений, в том числе и башен, так как она влияет на характер основания. Здесь возможны два случая ¹: 1) если верхняя граница вечной мерзлоты лежит ниже максимальной глубины промерзания грунта и подошва основания башни отделена от верхней границы вечной мерзлоты слоем целика толщиной в 4 м, то фундамент устраивается обычным способом, 2) если верхняя граница вечной мерзлоты находится на глубине

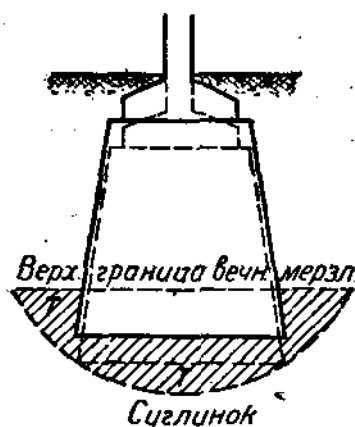


Рис. 93.

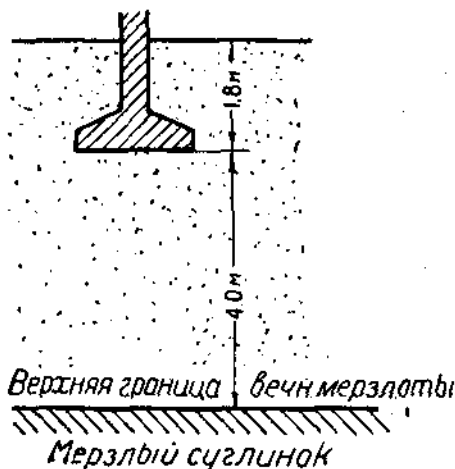


Рис. 94.

наибольшего летнего оттаивания, то нужны особые меры для предохранения фундамента и самой башни от разрушения.

Причины разрушения объясняются тем, что врезанием фундамента в вечно-мерзлый грунт часть последнего заменяется значительно более теплопроводным материалом — железобетоном, бетоном или бутовой кладкой, через который сравнительно легко проникает внутреннее тепло здания, а также тепло от нагревания стен здания солнечными лучами. В башнях эти явления усугубляются из-за наличия внутреннего отопления, а также значительности общей высоты и поверхности стенок сооружения, подверженной нагреванию от солнечных лучей.

Вследствие этого вокруг фундамента башни (рис. 93) происходит оттаивание части вечно-мерзлого грунта T , сопровождающееся его разжижением, что ведет к уменьшению плотности грунта и неравномерной осадке стен или колонн, главным образом обращенных на юг. Зимой те же стены становятся проводником холода, и от-

¹ См. «Внутренние нормы строительного проектирования», ОСТ 4514, «Устройство оснований и фундаментов в районах вечной мерзлоты».

таявший грунт снова замерзает, увеличиваясь в объеме (так называемое пучение) и выпирая колонны или стены вверх.

Подобные ежегодные перемещения стен или колонн и особенно их неравномерность вызывают появление трещин и нарушение устойчивости здания. В таких сооружениях, как башни, это может вызвать трещины в днище и стенках резервуара и нарушить его водонепроницаемость.

К мерам борьбы против неравномерной осадки и разрушения башен в условиях вечной мерзлоты следует отнести:

- 1) недопущение оттаивания мерзлоты под фундаментом башни;
- 2) недопущение оттаивания мерзлоты под полом 1-го этажа башни и вокруг водопроводных труб, размещенных под башней;
- 3) недопущение выпучивания фундамента при замерзании оттаявшего грунта.

Для предупреждения оттаивания мерзлоты под фундаментом можно рекомендовать — при глубоком залегании верхней границы мерзлоты — устройство более мелких котлованов для оставления между фундаментом и мерзлотой целика в 3—4 м толщиной (рис. 94). При близком залегании мерзлоты от поверхности котлован под фундаментом башни может быть вырыт до вечной мерзлоты, а вынутый пучинистый грунт заменяется сухим песком, гравием и щебнем.

Так как башня, как правило, не требует при своем устройстве больших котлованов, то осуществление этого мероприятия не вызывает больших затрат.

Следует также устроить в фундаменте теплоизолирующие прокладки из нескольких слоев малотеплопроводных материалов, например асфальта, просмоленного войлока и др.

Наконец можно рекомендовать для предохранения грунта от оттаивания под фундаментом вырывать котлованы большей глубины и ширины, устраивая под ними искусственное основание из не-теплопроводных материалов вроде каменноугольных шлаков и т. п.

Такие же меры нужны против прогрева и оттаивания грунта под полом отапливаемого 1-го этажа башни.

Необходимо учесть еще возможность оттаивания мерзлого грунта вокруг водопроводных труб, размещаемых в отапливаемых галереях под полом 1-го этажа башни. Оттаивание вокруг труб обычно имеет место уже вследствие более высокой температуры воды, протекающей в трубах по сравнению с замерзшим грунтом. Практикующееся в условиях вечной мерзлоты отопление водопроводных труб паропроводами усугубляет явление оттаивания, которое представляется особенно нежелательным в местах пересечения труб с фундаментом башни. Отсюда очевидно, что в пределах башни все водопроводные трубы должны иметь термозащиту.

Меры, предупреждающие возможность оттаивания мерзлого грунта под фундаментом и полом башни, вместе с тем способствуют устранению опасности выпирания фундамента в вертикальном направлении при замерзании оттаявшего пучинистого грунта. Однако характер повреждений целого ряда зданий, выстроенных на Дальнем Востоке, не может быть объяснен одним только замерзанием оттаявшего за лето грунта под фундаментами, а имеет

причиной также и пучение верхних влажных слоев почвы (при их замерзании), вызывающее горизонтальное давление на фундамент, направленное внутрь здания.

Для противодействия выпиранию фундамента боковым давлением пучинистого грунта стенки фундамента должны быть оштукатурены для придания им гладкой поверхности в целях уменьшения сцепления с мерзлым пучинистым грунтом, стремящимся поднять фундамент. Кроме того следует придавать фундаменту (из бутовой или бетонной кладки) трапециoidalный профиль, а котлован вокруг него засыпать крупным песком, гравием или щебнем, с отведением грунтовых вод дренажем (рис. 95), а поверхностной воды — откосами из глины или асфальта.

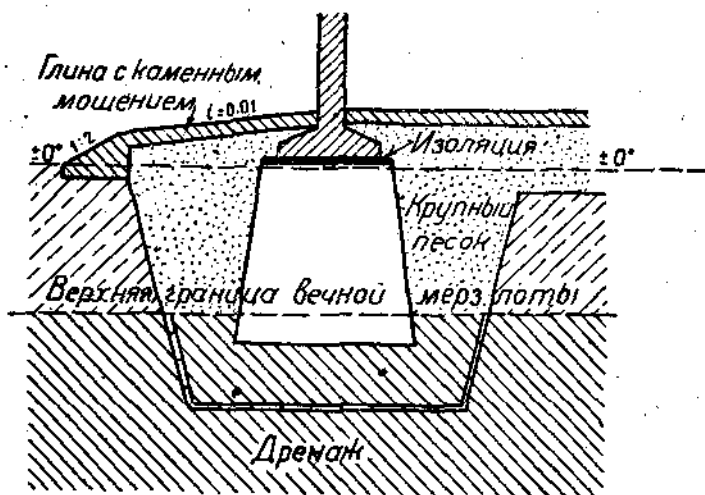


Рис. 95.

Из тех же соображений для противодействия выпиранию полезно увеличить нагрузку на фундамент путем устройства опорного корпуса башни из отдельных колонн с легким нетеплопроводным заполнением. Самый фундамент должен быть в виде отдельных опор (столбов), а не ленточным или на сплошной плите. Вместе с тем однако конструкция башни в целом должна по возможности обеспечивать минимальный вес всего сооружения, что впрочем также достигается устройством сквозного опорного корпуса из отдельных колонн с легким заполнением.

Возможность осуществления фундамента из отдельных опор представляется вполне достижимой и по условиям допускаемого давления на вечно-мерзлый грунт, для которого напряжение на сжатие принимается от 3 до 5 кг/см² в зависимости от рода грунта, влажности его и температуры, а напряжение на срез — от 1 до 1,2 кг/см² (см. "Единые нормы строительного проектирования", ОСТ 4544).

Фундаменты башен в зоне вечной мерзлоты следует устраивать железобетонными, так как этим обеспечивается удовлетворительная работа фундамента на растяжение и изгиб.

В качестве весьма желательной общей меры, благоприятно отражающейся на дальнейшей прочности сооружения, можно рекомендовать предварительное прогревание и высушивание грунта в месте постройки башни солнечными лучами летом, для чего котлован должен простоять без застройки не менее одного лета и зимы.

В заключение следует отметить, что все затраты на усложнение устройства фундаментов в условиях вечной мерзлоты окупаются, как показала практика, предотвращением расходов на постоянный ремонт сооружений, подвергающихся разрушению вследствие недостаточного учета особенностейечно-мерзлого грунта.

Х. БАШНЯ КАК ЖЕСТКАЯ, ПЛОСКАЯ ИЛИ ПРОСТРАНСТВЕННАЯ РАМА

Все водонапорные башни, имеющие опорный корпус в виде системы колонн, связанных между собою ригелями (обвязками), должны, строго говоря, рассчитываться как жесткие пространственные рамы. Особенно это относится к башням многоугольным в плане, т. е. с 6-, 8- или 10-колонным опорным корпусом. Более простые пространственные системы, состоящие например из 4 вертикальных колонн (стоек) с прямоугольным расположением их в плане, могут быть расчленены и рассматриваться как жесткие плоские рамы.

Расчет жестких пространственных рам крайне скудно освещен в технической литературе в сравнении с достаточно детально разработанной теорией расчета жестких плоских рам¹. Тем не менее методы расчета даже плоских рам довольно громоздки и относительно редко применяются при расчете водонапорных башен, хотя это ведет к некоторому увеличению основных конструктивных элементов сооружения. Дело в том, что на практике отдельные элементы железобетонных конструкций, например колонны, ригеля и плиты перекрытий, выполняются монолитно, благодаря чему между ними возникает жесткая и, стало быть, статически неопределимая связь, способствующая некоторому уменьшению положительных изгибающих моментов и уменьшению размеров сечения в сравнении со статически определимыми конструкциями (т. е. не имеющими жесткой связи). Следовательно расчет башни как конструкции, состоящей из отдельных статически определимых элементов, создает заведомый запас в размерах железобетонных сечений.

Однако действительные условия работы всего сооружения не вполне точно учитываются при расчете башни как пространственной системы, расчлененной на плоские рамы, вследствие чего применение элементарного расчета башни может быть оправдано указанием § 16 ТУ и Н о том, что расчетная схема и метод расчета должны выбираться так, чтобы с возможно меньшей за-

¹ См. Геллер В., проф., Жесткие рамы, М. 1927 и др.

тратой труда подойти достаточно близко к действительным условиям работы конструкции".

По мнению автора применение точных методов расчета водонапорных башен как жестких рам (плоских или пространственных) следует ограничить исключительно большеемкими и высокими объектами, к которым можно отнести башни с резервуарами полезной емкостью не менее 1000 м³, при высоте расположения днища их над уровнем земли не менее 25—30 м.

1. Башни как плоская жесткая рама.

Типичной формой рамы для водонапорной башни является многоэтажная однопролетная рама с горизонтальной нагрузкой.

Рассмотрение статических условий работы такой рамы начинаем с установления действия сил, считая их в целях упрощения рас-

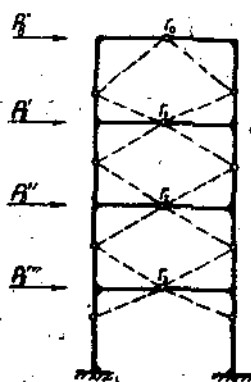


Рис. 96.

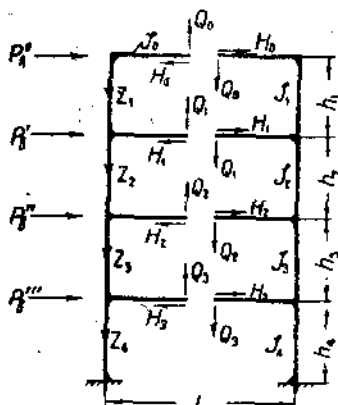


Рис. 97.

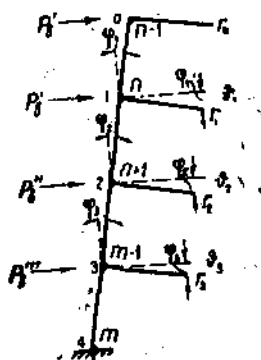


Рис. 98.

суждений приложенными лишь в углах рамы. Симметричность действия сил и симметричность конструкции рамы приводят к распределению нагрузки пополам на оба ряда стоек (колонн), причем точки перегиба упругих осей ригелей $r_1, r_2, r_3, r_4, \dots$ придутся на их середины. Это видно из кривых давления, нанесенных на рис. 96.

Рассекая раму по вертикальной оси симметрии r_1, r_2, r_3 на две симметричные половины, находим, что в сечениях ригелей моменты равны нулю.

Горизонтальные составляющие равнодействующих будут:

$$\begin{aligned} H_0 &= \frac{1}{2} P_s^0; & H_1 &= \frac{1}{2} (P_s^0 + P_s^1); \\ H_2 &= \frac{1}{2} (P_s^0 + P_s^1 + P_s^2); & H_3 &= \frac{1}{2} (P_s^0 + P_s^1 + P_s^2 + P_s^3). \end{aligned} \quad (1)$$

Вертикальные составляющие (рис. 97) Q_0, Q_1, Q_2, Q_3 являются лишними неизвестными.

Применяем далее соотношение для определения разности углов поворота узлов, которое выразится

$$\Delta \varphi_{1,2} = \varphi_1 - \varphi_2 = \frac{Q_{1,2}}{EI_2}, \quad (2)$$

где φ — угол поворота,

$Q_{1,2}$ — площадь момента рассматриваемого стержня,

I_2 — момент инерции рассматриваемого стержня.

В связи с этим за лишние неизвестные можно принять не вертикальные составляющие Q_0, Q_1, Q_2, Q_3 и т. д., а продольные усилия стоек, получаемые из уравнения равновесия вертикальных проекций, причем

$$\text{в сечении } x_1 - x_1 \quad Z_1 = Q_0,$$

$$\text{в сечении } x_2 - x_2 \quad Z_2 = Q_0 + Q_1 = Z_1 + Q_1,$$

$$\text{или} \quad Q_1 = Z_2 - Z_1,$$

и в любом сечении

$$Q_n = Z_{n+1} - Z_n. \quad (3)$$

Для определения лишних неизвестных Z_1, Z_2 , и Z_3 необходимы уравнения деформации, которые находятся из условия равенства нулю взаимных вертикальных смещений частей ригелей в точках разреза $r_0, r_1, r_2 \dots$

Рассмотрим симметричную однопролетную многоэтажную раму с одинаковой высотой этажей, подверженную горизонтальной нагрузке.

1-й случай. Нагрузка $Z = 0$.

Смещение точки r_1 по вертикали от действия лишь одних внешних сил на основную статически определимую систему выразится (рис. 98):

$$\vartheta_1 = \frac{l}{2} \varphi_1,$$

где l — длина ригеля.

$$\text{Для точки } r_2 \text{ имеем } \vartheta_2 = \frac{l}{2} \varphi_2;$$

откуда

$$\vartheta_1 - \vartheta_2 = \frac{l}{2} (\varphi_1 - \varphi_2) = \frac{l}{2} \Delta \varphi_{1,2}.$$

Следовательно для r_n

$$\vartheta_{n-1} - \vartheta_n = \frac{l}{2} \Delta \varphi_{n-1, n}. \quad (4)$$

На левый ряд стоек действует только половина всей нагрузки. Подставляя соответствующие ей значения моментных площадей $\omega_{0,1}, \omega_{1,2}, \dots$, которые для рассматриваемого случая загрузки представлены на рис. 99, получим:

$$\Delta \varphi_{n-1, n} = \frac{1}{EI} \omega_{n-1, n}; \quad (5)$$

следовательно

$$\vartheta_{n-1} - \vartheta_n = \frac{l}{2} \frac{1}{EI_n} \varpi_{n-1, n} \quad (6)$$

2-й случай. Нагрузка $= Z$.

Загрузка главной статически определимой системы одними лишь неизвестными Z или заменяющими их силами Q вызывает не только изгиб стоек, но и изгиб всех половин ригелей, которые будут работать как консоли (рис. 100).

Вследствие этого вертикальное смещение какой-либо точки r , составит:

$$\vartheta_n = \frac{Q_n}{3EI_0} \left(\frac{l}{2} \right)^3 + \varphi_n \frac{l}{2},$$

и значит:

$$\vartheta'_1 - \vartheta'_2 = \frac{l^3}{24EI_0} (Q_1 - Q_2) + \frac{l}{2} \Delta \varphi_{1,2} \quad (7)$$

ординаты площадей моментов для стоек равны:

$$Q_0 \frac{l}{2}; \quad (Q_0 + Q_1) \frac{l}{2}; \quad (Q_0 + Q_1 + Q_2) \frac{l}{2}$$

Но так как из уравнения (3)

$$Q_0 = Z_1; \quad Q_1 = Z_2 - Z_1$$

и

$$Q_{0,1} = Z_1 \frac{l}{2} h,$$

где h — высота стойки в пределах одного этажа,

$$Q_{1,2} = (Q_0 + Q_1) \frac{l}{2} h = (Z_1 + Z_2 - Z_1) \frac{l}{2} h = Z_2 \frac{l}{2} h,$$

$$Q_{n-1, n} = Z_n \frac{l}{2} h, \quad (8)$$

то

$$\Delta \varphi_{n-1, n} = \frac{Z_n l h}{2EI_n} \quad (9)$$

Тогда из уравнения (7)

$$\vartheta'_{n-1} - \vartheta'_n = \frac{l^3}{24EI_0} (Q_{n-1} - Q_n) + Z_n \frac{l h}{4EI_n}$$

Вследствие того, что

$$Q_{n-1} = Z_n - Z_{n-1} \quad \text{и} \quad Q'_n = Z_{n+1} - Z_n$$

имеем

$$\vartheta_{n-1} - \vartheta_n = \frac{l^3}{24EI_0} (-Z_{n-1} + 2Z_n - Z_{n+1}) + Z_n \frac{l h}{4EI_n}$$

При совмещении обоих разобранных случаев нагрузки уравнения деформации показывают, что сдвиги ϑ в серединах ригельных

пролетов должны равняться нулю, а это с учетом противоположности знаков смещений (рис. 101) в обоих случаях загрузки приводит к выражениям (из 6 и 10):

$$(\vartheta_{n-1} - \vartheta_n) - (\vartheta'_{n-1} - \vartheta'_n) = 0;$$

$$\frac{l_n^3}{2EI_n} \omega_{n-1, n} - \frac{l^3}{24EI_0} (-Z_{n-1} + 2Z_n - Z_{n+1}) - Z_n \frac{l^2 h}{4EI_n} = 0.$$

Обозначая

$$\xi_n = \frac{h}{l} \frac{I_0}{I_n} \quad (11)$$

и умножая уравнение на $\frac{24EI_0}{l^3}$, получим

$$-Z_{n-1} + 2Z_n(1 + 3\xi_n) - Z_{n+1} = \frac{12\xi_n}{hl} \omega_{n-1, n}. \quad (12)$$

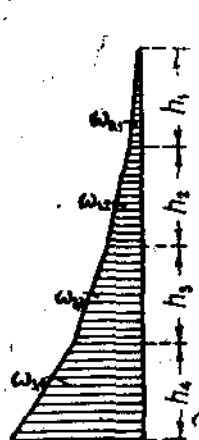


Рис. 99.

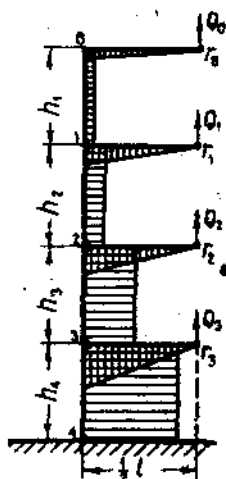


Рис. 100.

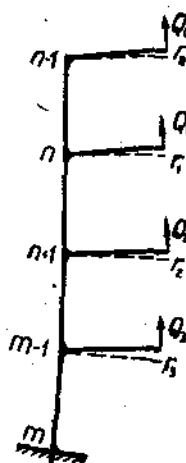


Рис. 101.

Необходимо иметь в виду, что деформация нижней жестко заделанной стойки отличается от деформаций других стоек, так как при жесткой заделке рамы угловой угол поворота в сечении заделки ϑ равен нулю.

Следовательно и уравнение деформации для этой нижней стойки будет иным, а именно:

а) При нагрузке $Z=0$.

Из уравнений (4) и (5) получим для $\varphi_m = 0$:

$$\Delta \varphi_{m-1, m} = \varphi_{m-1} - 0 = \frac{1}{EI_m} \omega_{m-1, m}, \quad (13)$$

и так как ϑ_m тоже равно нулю, то из уравнения (6)

$$\vartheta_{m-1} - 0 = \frac{l}{2} \frac{1}{EI_m} \omega_{m-1, m} \quad (14)$$

6) При нагрузке $= Z$.

Вследствие равенства $Q_m = 0$ по уравнению (7) имеем:

$$\theta'_{m-1} - 0 = \frac{l^3}{24 EI_0} (Q_{m-1} - 0) + \frac{l}{2} \Delta \varphi_{m-1, m}. \quad (15)$$

Соответственно уравнениям (8) и (9)

$$Q_{m-1, m} = Z_m \frac{l}{2} h$$

и

$$\Delta \varphi_{m-1, m} = \frac{1}{EI_m} \omega_{m-1, m} = -\frac{Z_m l h}{2 EI_m},$$

а значит, согласно уравнению (15)

$$\theta'_{m-1} - 0 = \frac{l^3}{24 EI_0} Q_{m-1} + Z_m \frac{l h}{4 EI_m}. \quad (16)$$

Уравнение деформации показывает, что вертикальное смещение $\theta_{m-1} - \theta'_{m-1}$ должно равняться нулю.

Тогда по уравнениям (14) и (16), подставляя из уравнения (3),

$$Q_{m-1} = Z_m - Z_{m-1},$$

имеем:

$$\frac{l}{2 EI_m} \omega_{m-1, m} - \frac{l^3}{24 EI_0} (-Z_{m-1} + Z_m) - Z_m \frac{l h}{4 EI_m} = 0.$$

Вводя отношение $\xi_m = \frac{h}{l} \frac{I_0}{I_m}$ (11) и умножая все уравнение на $\frac{24 EI_0}{l^3}$, получим

$$-Z_{m-1} + Z_m (1 + 6 \xi_m) = \frac{12 \xi_m}{h l} \omega_{m-1, m}. \quad (17)$$

Случай горизонтальной нагрузки, равномерно распределенной по высоте рамы.

Равномерное распределение ветровой нагрузки по всему фасаду башни возможно при наличии междуколонного заполнения опорного корпуса башни.

В этом случае $P_0^0 = \frac{P_s}{2}$, и следовательно:

$$P_s' = P_s'' = P_s''' = \dots P_s.$$

Ординаты моментных площадей будут равны:

$$y_1 = \frac{P_s h}{4}; \quad y_2 = P_s h; \quad y_3 = \frac{9}{4} P_s h; \quad y_4 = 4 P_s h \text{ и т. д.,}$$

т. е. относятся, как числа 1 : 4 : 9 : 16 (рис. 102).

Величины моментных площадей составят:

$$\frac{1}{8} P_e h^2; \quad \frac{5}{8} P_e h^2; \quad 1\frac{3}{8} P_e h^2; \quad \frac{25}{8} P_e h^2,$$

или, в общем виде:

$$\omega_{n-1, n} = \frac{1}{8} [n^2 + (n-1)^2] P_e h^2. \quad (18)$$

Уравнение деформации получит при этом вид

$$-Z_{n-1} + Z_n (1 + 3\xi_n) - Z_{n+1} = \frac{3}{2} \xi_n [n^2 + (n-1)^2] P_e \frac{h}{l}. \quad (19)$$

Пример расчета башни как жесткой плоской рамы.

Башня имеет сквозной опорный корпус из четырех вертикальных железобетонных колонн (стоек), поддерживающих железобетонный резервуар системы Ингце, полезной емкостью 1000 м³. Опорный корпус башни состоит из трех этажей по 8,33 м каждый и следовательно имеет общую высоту, равную 25 м (рис. 103).

Размеры резервуара: радиус цилиндрической части

$$r = 0,617 \sqrt[3]{\omega} = 0,617 \sqrt[3]{1000} = 6,17 \text{ м};$$

$$\text{принято } r = 6,20 \text{ м}, \quad D = 2r = 12,40 \text{ м}.$$

$$\text{Полная высота резервуара } h = 1,5 \cdot 6,17 = 9,25 \text{ м}.$$

Учитывая наличие внутреннего лаза в резервуаре и беря некоторый запас на перепополнение резервуара, принимаем

$$h = 9,50 \text{ м}.$$

Радиус опорного кольца под резервуаром

$$r_1 = \frac{r}{1,414} = 4,35 \text{ м}; \quad \text{принято } d = 2r_1 = 8,70 \text{ м}.$$

$$\text{Стрела подъема днища } f = 0,414 r_1 = 0,414 \cdot 4,35 = 1,80 \text{ м}.$$

Размеры опорного корпуса: расстояние между колоннами $a = 8,70$ м; расстояние между ригелями (высота этажа) $h = 8,33$ м.

Ветровая нагрузка.

Разбиваем башню на 3 зоны с высотой для I зоны $h_I = 14,50$ м, II зоны — $h_{II} = 8,33$ м и III зоны — $h_{III} = 12,5$ м.

Давление ветра в I зоне:

а) на цилиндрическую часть резервуара

$$P_1' = 0,6 [50 + (1 - 0,33 \frac{8,53}{35,33}) 35,33] = 0,6 (50 + 32,5) = 49,5 \text{ кг/м}^2.$$

$$P_1' = 49,5 \cdot 12,4 \cdot 8,53 = 5250 \text{ кг} = 5,25 \text{ т};$$

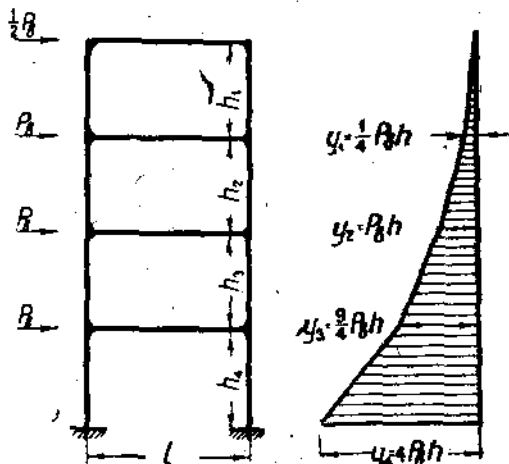


Рис. 102.

б) на коническую часть резервуара

$$P_1' = 0,6 [50 + (1 - 0,33 \cdot \frac{1,80}{26,80}) \cdot 6,80] = 0,6 (50 + 26,3) = 45,8 \text{ кг/м}^2;$$

$$P_2' = 45,8 \cdot \frac{13,40 + 8,70}{2} \cdot 1,80 = 8,70 \text{ кг} = 0,87 \text{ м}^2$$

в) на часть опорного корпуса башни, входящую в I зону

$$P_3' = 1,5 [50 + (1 - 0,33 \cdot \frac{4,11}{26}) \cdot 26] = 1,5 (50 + 23,6) = 110 \text{ кг/м}^2;$$

$$P_3' = 110 \cdot 2 (4,17 \cdot 0,90 + 8,70 \cdot 0,45) = 110 \cdot 2 (3,75 + 3,91) = 1680 \text{ кг} = 1,68 \text{ т.}$$

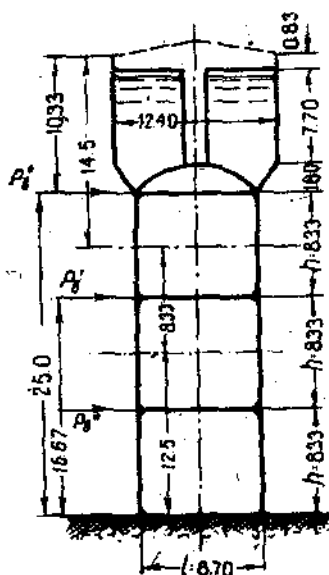


Рис. 103.

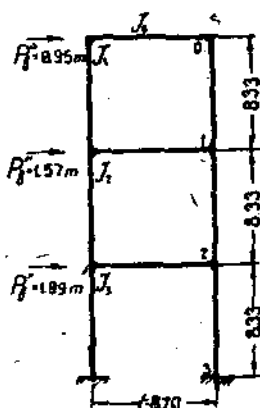


Рис. 104.

Полное давление от ветра на верхний узел опорного корпуса башни (рис. 104)

$$P_{\Sigma} = P_1 \frac{31,06}{25} + P_2 \frac{25,9}{25} + P_3 \frac{22,91}{25} = 5,25 \cdot 1,24 + 0,87 \cdot 1,04 + 1,68 \cdot 0,92 = 6,5 + 0,91 + 1,54 = 8,95 \text{ т.}$$

Давление ветра во II зоне:

$$P_2'' = 1,5 [50 + (1 - 0,33 \cdot \frac{8,33}{20,83}) \cdot 20,83] = 1,5 (50 + 18,1) = 102,15 \text{ кг/м}^2;$$

$$P_2'' = 102,15 \cdot 2 (8,33 \cdot 0,90 + 8,90 \cdot 0,45) = 102,15 \cdot 15,33 = 1595 \text{ кг} = 1,57 \text{ т.}$$

Давление ветра в III зоне:

$$P_3''' = 1,5 [50 + (1 - 0,33) \cdot 12,5] = 1,5 (50 + 8,33) = 87,6 \text{ кг/м}^2;$$

$$P_3''' = 87,6 \cdot \frac{6,26}{8,33} \cdot 2 (12,5 \cdot 0,9 + 8,70 \cdot 0,45) = 87,6 \cdot 0,75 \cdot 30,32 = 1990 \text{ кг} = 1,99 \text{ т.}$$

Моменты инерции стоек

$$I_1 = I_2 = I_3 = \frac{ab^3}{12} = \frac{90 \cdot 90^3}{12} = 5487000 \text{ см}^4.$$

Моменты инерции ригелей

$$I_0 = \frac{a_0 b_0^3}{12} = \frac{35 \cdot 45^3}{12} = 265780 \text{ см}^4.$$

Таким образом:

$$\frac{I_0}{I_1} = \frac{5467000}{265780} = \frac{1}{20,5} \approx \frac{1}{20}.$$

Тогда при $\xi_n = \xi_m$ получим

$$\xi_1 = \xi_2 = \xi_3 = \frac{h}{l} \frac{I_0}{I_1} = \frac{8,33}{8,70} \cdot \frac{1}{20} = 0,96 \cdot 0,05 = 0,048.$$

Моменты в узлах рамы:

$$M'_y = \frac{1}{2} \cdot 8,96 \cdot 8,33 = 37,27 \text{ тм},$$

$$M''_y = \frac{1}{2} = (2 \cdot 8,96 + 1,57) 8,33 = 81,1 \text{ тм},$$

$$M'''_y = \frac{1}{2} = (3 \cdot 8,96 + 2 \cdot 1,57 + 1,99) 8,33 = 133,2 \text{ тм}.$$

Соответствующие им величины моментных площадей:

$$\omega_{0,1} = \frac{h}{2} M'_y = \frac{8,33}{2} \cdot 37,27 = 155,4 \text{ тм}^2,$$

$$\omega_{1,2} = \frac{h}{2} (M'_y + M''_y) = \frac{8,33}{2} \cdot (37,27 + 81,1) = 493,6 \text{ тм}^2,$$

$$\omega_{2,3} = \frac{h}{2} (M'_y + M'''_y) = \frac{8,33}{2} \cdot (81,1 + 133,2) = 893,6 \text{ тм}^2.$$

Находим далее численные коэффициенты для трех уравнений деформации при $n=1$; $n=2$ и $n=3$.

$$K_1 = 2(1 + 3\xi_n) = 2 + 6 \cdot 0,048 = 2,288,$$

$$K_2 = 1 + 6\xi_m = 1 + 6 \cdot 0,048 = 1,288,$$

$$K_3 = \frac{12\xi_n}{hl} = \frac{12 \cdot 0,048}{8,33 \cdot 8,70} = \frac{0,576}{72,47} = 0,00795 \sim 0,008.$$

Следовательно уравнения деформации будут:

$$\begin{aligned} + 2,288 Z_1 - Z_2 &= K_3 \omega_{0,1} = 0,008 \cdot 155,4 = 1,243, \\ - Z_1 + 2,288 Z_2 - Z_3 &= K_3 \omega_{1,2} = 0,008 \cdot 493,6 = 3,549, \\ - Z_2 + 1,288 Z_3 &= K_3 \omega_{2,3} = 0,008 \cdot 893,6 = 7,149. \end{aligned}$$

Определим Z_1 из первого уравнения, а Z_3 из третьего уравнения и подставим найденные значения во второе уравнение.

Тогда $Z_1 = 4,48 \text{ м}$; $Z_2 = 9,01 \text{ м}$; $Z_3 = 12,54 \text{ м}$.

Далее находим:

$$Q_0 = Z_1 = 4,48 \text{ м}; \quad Q_1 = Z_2 - Z_1 = 9,01 - 4,48 = 4,53 \text{ м};$$

$$Q_2 = Z_3 - Z_2 = 12,54 - 9,00 = 3,54 \text{ м}.$$

Моменты на концах ригеля

$$\Delta M_n = Q_n \cdot \frac{l}{2} = Q_n \cdot \frac{8,70}{2};$$

следовательно:

$$\Delta M_0 = +19,48 \text{ тм}; \quad \Delta M_1 = +19,81 \text{ тм}; \quad \Delta M_2 = +15,60 \text{ тм}.$$

Совмещая затем моментные площади нагрузок $Z=0$ и Z с учетом знаков, определим величины моментов в стойках.

$$\begin{aligned}
 M_0 &= \Delta M_0 = +19,48 \text{ мм} \\
 M_1 &= M'_y + \Delta M_0 = -37,47 + 19,48 = -17,79 \\
 M_1 &= M'_t + \Delta M_1 = -17,79 + 19,81 = +2,02 \\
 M_2 &= M''_y + \Delta M_0 + \Delta M_1 = -81,1 + 19,48 + 19,81 = -41,81 \\
 M_2 &= M'_z + \Delta M_2 = -41,81 + 15,60 = -26,21 \\
 M_3 &= M''_y + \Delta M_0 + \Delta M_1 + \Delta M_2 = \\
 &= -133,2 + 19,48 + 19,81 + 15,60 = -78,31
 \end{aligned}$$

Эпюры изгибающих моментов представлены на рис. 105.

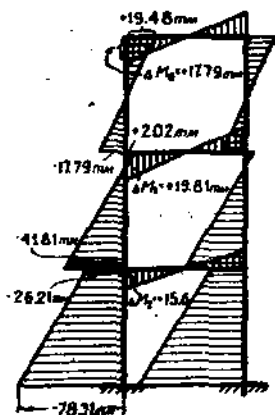


Рис. 105.

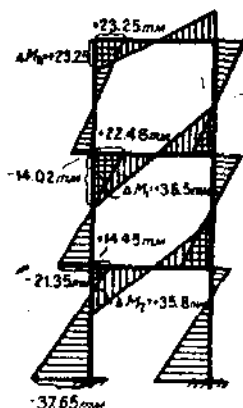


Рис. 106.

Второй пример расчета башни как жесткой рамы.

Рассмотрим расчет той же башни, но при отношении $\frac{I_0}{I_1} = \frac{1}{2}$, т. е. придавая ригелям жесткость, увеличенную в 10 раз.

Вследствие этого изменится только значение $\bar{\epsilon}$, которое будет равно:

$$\bar{\epsilon}_1 = \bar{\epsilon}_2 = \bar{\epsilon}_3 = 0,48,$$

а значит коэффициенты уравнений деформации составят уже

$$2(1 + 3\bar{\epsilon}_n) = +6 \cdot 0,48 = 4,88,$$

$$1 + 6\bar{\epsilon} = 1 + 6 \cdot 0,48 = 3,88,$$

$$\frac{13 \cdot 0,48}{8,33 \cdot 8,70} = 0,08.$$

Тогда три уравнения деформации представят:

$$+4,88 Z_1 - Z_2 = 0,08 \cdot 155,4 = 12,4, \quad (1)$$

$$-Z_1 + 4,88 Z_2 - Z_3 = 0,08 \cdot 493,6 = 39,4, \quad (2)$$

$$-Z_2 + 3,88 Z_3 = 0,08 \cdot 893,6 = 71,5. \quad (3)$$

Из уравнения (1)

$$Z_1 = \frac{12,4 + Z_2}{4,88},$$

из уравнения (3)

$$Z_3 = \frac{71,5 + Z_2}{3,88}.$$

Подставляя эти значения Z_1 и Z_2 в уравнение (2), имеем:

$$\frac{12,4 + Z_2}{4,88} + 4,88 Z_2 + \frac{71,5 + Z_2}{3,88} = 39,4.$$

$$- 3,88 (12,4 + Z_2) + 18,9 \cdot 4,88 Z_2 - 4,88 (71,5 + Z_2) = 18,9 \cdot 39,4,$$

откуда $Z_2 = \frac{1143,1}{83,34} = 13,75 \text{ м};$

следовательно

$$Z_1 = 5,35 \text{ м}, \quad Z_3 = 31,98 \text{ м}.$$

Величины Q определяются:

$$Q_0 = 5,35 \text{ м}; \quad Q_1 = 8,40 \text{ м}; \quad Q_2 = 8,23 \text{ м}.$$

Величины моментов на концах ригеля:

$$M_0 = + 23,25 \text{ тм}; \quad M_1 = + 36,5 \text{ тм}; \quad M_2 = + 35,8 \text{ тм}.$$

Величины моментов в стойках:

$$\begin{aligned} M_0 &= + 23,25 \text{ тм} \\ M_1 &= - 37,27 + 23,25 = - 14,02 \text{ тм} \\ M_1' &= - 14,02 + 36,5 = + 22,48 \text{ тм} \\ M_2 &= - 81,1 + 23,25 + 36,5 = - 21,35 \text{ тм} \\ M_2' &= - 21,35 + 35,8 = + 14,45 \text{ тм} \\ M_3 &= - 133,4 + 23,25 + 36,5 + 35,8 = - 37,65 \text{ тм} \end{aligned}$$

Сравнивая эпюру этих моментов с эпюрой моментов для ранее рассмотренной конструкции башни (рис. 108), видим, что усиление ригелей позволяет значительно разгрузить стойки башни. Разгрузка стоек особенно желательна для высоких и большеемких водонапорных башен, так как в этих случаях помимо изгибающих моментов от ветровой нагрузки возникают также весьма значительные продольные усилия от вертикального давления наполненного водой резервуара и от собственного веса стоек с перекрытиями и т. п.

Это подтверждает высказанное ранее автором мнение, что учет работы ригелей и следовательно точный расчет башни как жесткой рамы целесообразно производить только для высоких и крупных объектов.

2. Башня как жесткая пространственная рама.

Методы расчета пространственных жестких рам башенного типа настолько сложны, что в рамках данной книги изложены быть не могут¹. Здесь следует отметить только возможность применения двух способов расчета жестких пространственных рам, а именно:

- 1) по методу постоянных точек с учетом моментов от нижнего кольца, лежащего на упругом основании, и
- 2) по методу угловых поворотов.

¹ По этому вопросу см.: 1) Германский бетонный союз, ч. 2. Статика железобетонных сооружений, § 32 (стр. 255—261). Применение метода преобразования нагрузок к расчету конструкций башенного вида, М. 1928; 2) проф. И. С. Подольский, Пространственные фермы, М. 1931; 3) инж. Л. Винокуров, Расчет жестких пространственных рам, Харьков, 1932, и др.

Метод постоянных точек основан на двух основных уравнениях балки с упруго заземленными концами, причем необходимо формулы для углов поворота сечения опор и коэффициенты перехода определить для пространственного жесткого узла. Метод угловых поворотов основан на том, что основные уравнения, выражающие опорные моменты через углы поворота жесткого узла, остаются в силе для пространственного узла, причем скручивающие моменты стержней пространственной рамы по аналогии с изгибающими моментами выразятся через углы поворота узла.

XI. ВОПРОСЫ ЭКОНОМИКИ И СТАНДАРТИЗАЦИИ ВОДОНАПОРНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАШЕН

Под углом зрения реконструкции санитарно-технического строительства водонапорная башня не является конечно *последним* словом техники. Вытеснение железобетонной башни из практики сегодняшнего дня будет идти по двум направлениям:

1) реконструктивному, т. е. замены башенного водоснабжения пневматическим (например пневматическими насосными станциями неавтоматического действия, автоматическими пневматическими станциями, пневматическо-аккумуляторной системой *инж. А. А. Рожновского*), и

2) конъюнктурному, т. е. замены железобетонных конструкций башни менее дефицитными деревянными конструкциями.

Однако вопросы техники нельзя решать вне связи с экономикой, вследствие чего необходимо здесь же установить, в каких именно случаях устройство железобетонных водонапорных башен в технико-экономическом отношении является верациональным.

С этой целью приводится таблица¹, дающая:

а) сравнение ориентировочной построенной стоимости железобетонных башен со стоимостью пневматических станций и

б) сравнение годовых эксплуатационных расходов по обоим видам сооружений с учетом процентов на затраченный капитал, амортизационных отчислений, стоимости электроэнергии и др.

Таблица показывает, что пневматические установки по первоначальной стоимости экономичнее башен при емкости последних в пределах от 125 до 350 м³, а по эксплуатационным расходам в пределах от 125 до 180 м³.

Следует отметить, что *инж. Тикунов* для определения построенной стоимости башни пользовался формулой *инж. Тольмана*, несколько устаревшей по отношению к железобетонным башням (об этом см. ниже), вследствие чего таблица дает преувеличенные значения как для первоначальных затрат по башням, так и по стоимости их эксплуатации.

Сравнение с пневматической системой *инж. Рожновского* приведено быть не может за отсутствием литературных данных; во

¹ Заимствована из статьи *инж. В. Н. Тикунова*, Экономическая оценка пневматического водоснабжения, "Санитарная техника" № 3, 1932.

Средний расход воды в л/с	Емкость водных резервуаров пневматической установки в м³	Стоимость пневматической установки в руб.	Емкость бака водонапорной башни в м³	Стоимость башни при $A = 22,5 \text{ м}^2$ в руб.	Разница в стоимости эксплуатации пневматической установки и башни	Примечание
500	26	30 000	125	60 000	-2825	Знак + показывает разницу в пользу железобетонной башни. Знак - в пользу пневматической установки.
1000	50	45 000	150	72 000	-1920	
1500	75	57 000	180	80 000	-925	
2000	100	67 500	220	85 000	+210	
2500	125	78 000	250	90 000	+1355	
3000	150	87 000	300	95 000	+2300	
3500	175	98 000	350	100 000	+3235	
4000	200	105 000	400	105 000	+4170	

всяком случае по сравнению с этой системой железобетонная башня дает значительную экономию металла.

Вместе с тем все пневматические станции вообще требуют установки компрессоров и двигателей к ним.

Таким образом достоинства различных пневматических систем обуславливаются главным образом их техническими преимуществами, как-то: автоматизация действия, централизация и упрощение техники управления, возможность быстрого повышения напора в сети, осуществимость маскировки здания и т. д.

По вопросу о замене железобетонных конструкций башни деревянными, ранее уже были высказаны определенные соображения (см. гл. III — «Основные данные и нормы для расчета железобетонных башен»), из которых видно, что область применения деревянных конструкций в башенном строительстве представляется довольно ограниченной и сводится преимущественно к замене железобетона деревом в башнях малой емкости и высоты и к замене железобетонных шатров деревянными.

Отсюда следует, что железобетонные башни далеко еще не утратили своего техно-экономического значения и в капитальном строительстве второй пятилетки будут иметь достаточно широкое применение.

В связи с изложенным весьма существенным вопросом является выявление конструктивно-экономических показателей различных типов железобетонных башен для выбора наиболее рациональной конструкции. С этой целью необходимо остановиться на критическом обзоре итогов башенного строительства. В нашей строительной практике первой пятилетки (1928—1932 гг.) почти исключительно применялись два основных конструктивных типа железобетонных водонапорных башен, а именно: 1) тип железобетонной башни на вертикальных опорных колоннах и 2) тип железобетонной башни с основанием в виде сплошной цилиндрической стенки.

В башне первого типа вес резервуара и окружающего его шатра через посредство поддерживающего их опорного кольца воспринимается рядом вертикальных колонн числом 6—8, в зависимости от геометрических размеров резервуара и высоты самой

башни. Колонны соединяются между собой параллельными поясами из железобетонных обвязок, располагаемых в нескольких горизонтальных плоскостях по высоте башни. Обвязки сообщают необходимую жесткость пространственной системе корпуса башни. Основанием такой башни могут служить или отдельные железобетонные бапки, опирающиеся на фундаментные стулья из бутовой кладки, или при недостаточно надежных грунтах — кольцевая опорная железобетонная балка на ленточном бутовом фундаменте.

При втором типе башни, с опорным корпусом в виде сплошной цилиндрической стенки, вес резервуара и шатра воспринимается уже не отдельными колоннами, а всем цилиндрическим стволом

башни, причем подъемная часть основания башни выполняется в виде кольцевой опорной балки на ленточном бутовом фундаменте.

Резервуары для башен обоих типов применяются главным образом цилиндрические, со сферическим вогнутым днищем, зачастую с центральным внутренним лазом в виде вертикальной железобетонной трубы диаметром 1,30 м, проходящей через весь резервуар. Следует отметить, что устройство подобных внутренних лазов представляется нерациональным, особенно в резервуарах малой емкости.

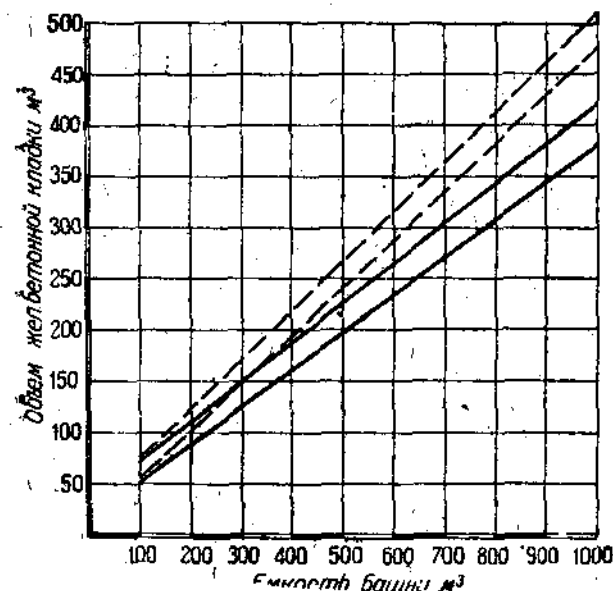


Рис. 107.

Границами области применения обоих типов башен являются величины полезной емкости их резервуаров от 100 до 750 m^3 , при высоте расположения днищ резервуаров над уровнем земли от 15 до 45 м.

Указанные размеры железобетонных башен охватывают в сущности весь комплекс емкостей и высот, которые имеют в настоящее время распространение в нашем промышленном и городском строительстве.

Переходя к рассмотрению в указанных границах башен обоих типов, прежде всего остановимся на вопросе о размерах железобетонной кладки в обоих случаях.

Сравнивая резервуары и шатры обеих башен, можно установить, что ввиду обычной идентичности их конструкций кубатура железобетонной кладки будет для них одинакова. Примерно такие же результаты дает и сравнение кубатур железобетонной кладки

фундаментов башен обоих типов. Таким образом основное различие в кубатуре железобетона может иметь место лишь за счет опорного корпуса башни, представляющего при одном типе башни сквозной железобетонный каркас, а при другом сплошной железобетонный цилиндр с толщиной стенок от 0,15 до 0,18 м.

Результаты сравнений приводятся в специальных таблицах¹, дающих приближенную кубатуру железобетонной кладки для каждого из основных конструктивных элементов башни, а также и составленный ими общий объем железобетонной кладки всего сооружения.

В табл. 12, являющейся вспомогательной, помещены результаты приближенного определения кубатуры железобетонной кладки опорного корпуса и фундамента башни на вертикальных колоннах при высоте днища бака в 15 м над уровнем земли.

Табл. 13 дает кубатуру железобетонной кладки всех основных элементов башен на колоннах и на сплошном цилиндрическом основании при высоте башни 15 м. Из табл. 13 и составленных по ней графиков (рис. 107 и 108) видно, что объем железобетонной кладки, идущей в дело при устройстве башни с железобетонными вер-

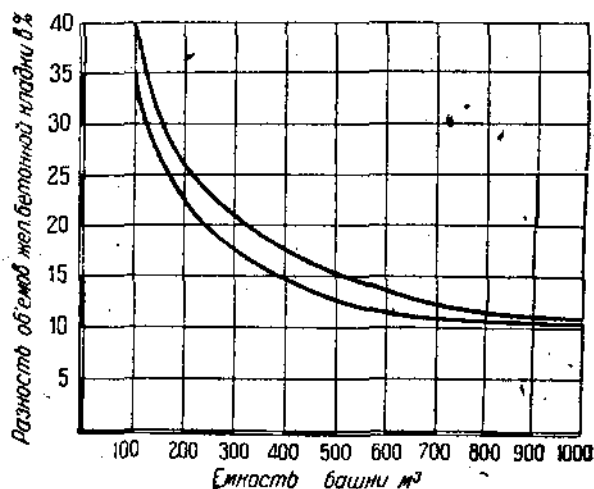


Рис. 108.

тикальными колоннами, на 10—40% меньше, чем при устройстве башни на железобетонной сплошной цилиндрической стенке, если оба указанных типа башен имеют ленточный бутовый фундамент. Рис. 107 дает представление об изменении кубатуры железобетонной кладки для башен высотой 15 м при емкости резервуара от 100 до 1000 м³. Пунктирные кривые относятся к башням на цилиндрическом корпусе, а сплошные кривые — к башням на колоннах. При этом верхние из каждой пары кривых изображают кубатуру кладки башен обоих типов на железобетонном фундаменте, а нижние — для тех же башен, но на бутовом фундаменте. Рис. 108 позволяет определить относительную разность объемов железобетонной кладки цилиндрической башни и башни на колоннах, выраженную в %.

Для тех же башен, но с железобетонным фундаментом относительная разница в кубатуре железобетонной кладки несколько

¹ См. инж. В. Ф. Кожанов. Конструктивно-экономические показатели современных водонапорных башен. „Санитарная техника“ № 10, 1932.

Кубатура железобетонной кладки конструктивных элементов башни на колоннах при высоте $h = 15$ м

Кубатура железобетонной кладки											
Емкость бака башни в м³	Вес бака с водой и патром в т	Число колонн	Нагрузка на 1 колонну		Плотность сечения колонны при $\gamma_c = 45 \text{ кн/м}^3$	Колонны при высоте $h = 15 \text{ м}$		объемная часть их объема 25% от колонн, в м³	всего опорного корпуса башни в м³	Основания	
			от верхней части башни в т	то же + 10% на вес корпуса башни в т		одной в м³	всех в м³			при буровом фундаменте	при железобетонном фундаменте в м³
100	200	6	33	36	0,07	1,05	6,3	1,6	7,9	0,6	5,4
150	288	6	48	53	0,11	1,65	9,9	2,5	12,4	1,0	9,0
200	372	6	62	68	0,14	2,1	12,6	3,2	15,8	1,5	13,5
250	458	6	76	84	0,15	2,25	13,5	3,4	16,9	1,9	17,1
300	540	6	90	100	0,20	3,0	18,0	4,5	22,5	2,5	22,5
350	628	6	104	114	0,23	3,45	20,7	5,2	25,9	3,0	27,0
400	704	6	117	130	0,26	3,9	23,4	5,9	29,3	3,6	32,4
500	875	8	110	121	0,24	3,6	28,8	7,2	36,0	6,0	45,0
600	1044	8	131	144	0,29	4,35	34,8	8,7	43,5	6,4	57,6
750	1305	8	163	179	0,36	5,4	43,2	10,8	54,0	8,8	79,3
1000	1740	8	218	240	0,48	7,2	57,6	14,4	72,0	12,0	108,0

Кубатура железобетонной кладки основных элементов башни на колоннах и на сплошном фундаменте с основанием при высоте $h = 15 \text{ м}$

Высота башни в м	Кубатура железобетонной кладки в м³						Общая кубатура железобетонной кладки башни в м³								
	Диаметр башни в м	Толщина стены в м	Периметр башни	Вся верхняя часть башни	Колонн и обвязок	Сплошного цилиндрического основания	Основания		При железобетонном фундаменте						
							при башне	при железобетонном фундаменте	на колоннах	% разницы	на сплошном фундаменте	на колоннах	% разницы	на сплошном фундаменте	
100	4,8	0,15	18,8	22,8	41,6	7,9	27,9	0,6	5,4	50,1	70,5	40,0	54,9	75,8	35,9
150	5,6	0,15	29,2	29,4	58,6	12,4	33,6	1,0	9,0	72,0	93,2	30,0	80,0	101,2	26,5
200	6,2	0,15	37,8	35,9	73,7	15,8	38,6	1,5	13,5	91,0	113,8	25,0	103,0	125,8	22,0
250	6,8	0,16	45,7	40,8	86,5	16,9	43,2	1,9	17,1	105,3	131,6	23,0	120,5	146,8	21,0
300	7,4	0,16	54,8	45,6	100,4	22,5	48,7	2,5	22,5	125,4	151,6	21,0	145,4	171,6	18,0
350	7,9	0,16	62,7	50,4	113,1	25,9	53,4	3,0	27,0	142,0	169,5	19,0	166,0	193,5	16,0
400	8,4	0,16	72,0	55,2	127,2	29,3	58,2	3,6	32,4	160,1	189,0	18,0	188,9	217,8	14,0
500	9,2	0,18	90,7	64,9	155,6	36,0	66,7	5,0	45,0	196,6	227,3	15,0	238,6	267,3	13,0
600	10,0	0,18	103,8	73,5	183,3	43,5	75,6	6,4	67,6	233,2	265,8	13,7	284,4	316,5	11,4
750	11,0	0,18	141,4	87,8	229,2	54,0	88,0	8,8	79,2	292,0	326,0	11,6	362,4	396,4	10,9
1000	12,0	0,18	180,0	120,0	300,0	72,0	103,8	12,0	108,0	384,0	416,3	10,8	480,0	511,3	10,6

уменьшается и составляет от 10 до 35%. Следовательно в обоих случаях разница более ощутительна (порядка 25 — 40%) для башен малой емкости от 100 до 150 м³¹; здесь же уместно заметить (на рисунке это не отражено), что с увеличением высоты башни указанная разница несколько сглаживается. Таким образом по расходу железобетона особенно выгодными являются башни на колоннах малой емкости и высоты. Далее из того же рис. 108 видно, что для башен наиболее ходовых размеров, емкостью от 250 до 500 м³, разница в кубатуре кладки менее значительна, но все же достигает 13 — 23%. Наконец для больших башен емкостью от 500 до 1000 м³ разница в объеме железобетона составляет от 10 до 14%.

Однако все это еще не дает оснований делать поспешные выводы о неэкономичности башен на цилиндрической железобетонной стенке, так как весьма существенным фактором для определения общей стоимости башни являются способ производства работ и затраты на опалубку при бетонировании башни. Для башни на сплошном цилиндрическом основании применяется подвижная опалубка, перемещаемая вверх по мере бетонирования корпуса, а затем и резервуара башни посредством особых домкратов, так называемых джексов, размещаемых на вертикальных железных джековых прутьях диаметром 25 мм. Прутья закладываются в тело железобетонной кладки и используются в качестве вертикальной рабочей арматуры в цилиндрической стенке башни. Подвижная деревянная опалубка имеет вид пояса высотой всего от 1,2 до 1,5 м и может быть по окончании бетонирования одной башни использована повторно. Таким образом при рассмотренном выше

Полезная емкость башни в м ³	Кубатура лесоматериала для башни <i>h</i> = 25 м				Стоимость лесоматериала в руб.		
	На колоннах		На сплошной цилиндрической стенке		башни на колоннах		
	общая в м ³	на 1 м высоты в м ³	общая в м ³	на 1 м высоты в м ³	материал	рабочая сила	всего
100	140	5,6	40	1,6	6 300	7 900	14 200
200	198	7,9	53	2,1	8 910	11 140	20 050
350	268	10,7	70	2,8	12 060	15 075	27 135
500	320	12,8	80	3,2	15 400	18 000	32 400
750			сведений не имеется				

типе башни только шатер ее бетонируется в сплошной неподвижной опалубке.

Для башни на колоннах, соединенных рядом горизонтальных железобетонных обвязок, сплошная опалубка необходима не только для шатра, но также и для резервуара и для опорного корпуса

¹ Если уменьшить толщину стенки цилиндрического ствола малоемкой башни до минимального практически возможного предела 0,13 м, против 0,15 м, принятого в табл. 13, разница в кубатуре кладки по сравнению с башнями на колоннах не превысит 18 — 30%.

башни, причем устройство опалубки для колонн и обвязок требует довольно большого расхода лесоматериалов. При распалубке происходят значительная утрата и снижение качества досок, исключая возможность повторного использования некоторой части опалубки. Помимо увеличения стоимости самой опалубки, которая для башен на колонных достигает 15% от строительной стоимости башни, необходимо учесть также расходы на леса и подмости, применяемые при бетонировании колонн, обвязок и других элементов башни, что составляет еще от 17 до 23% к строительной стоимости башни; в эти цифры входит и сравнительно небольшая стоимость подъемника для подачи материалов. Следовательно полный расход на опалубку, леса и т. п. для башни на колоннах составляет от 32 до 38% ее строительной стоимости, тогда как при постройке башни на цилиндрическом основании подвижная опалубка, включая сплошную опалубку шатра, устройство подъемника и т. п. обходится около 10—12% от строительной стоимости башни.

Эти цифры взяты из табл. 14, составленной на основании средних показателей по ряду исполнительных смет на башни, построенные в 1929—1931 гг.

Табл. 14 приводит общую кубатуру лесоматериала, расходуемого на опалубку, подмости, леса, подъемник и другие деревянные работы при устройстве башен разного типа и емкости; высота башен принята во всех случаях одинаковой и равной $h = 25$ м.

Та же табл. 14 дает ориентировочную стоимость материала и расцены по деревянным работам, а также размер общей экономии, достигаемой при устройстве башни на сплошном цилиндри-

Таблица 14

материала и плот- работ в рублях. ¹			Строительная стои- мость башни без обо- рудования в рублях		%о дерев. работ к общей стоимости башни		Общая эконо- мия по строитель- ной стоимо- сти в %о
башня на сплошной ци- линдрической стенке.			на колон- нах	на сплошной цилиндриче- ской стенке	на колоннах	на сплош- ной цилин- дрической стенке	
материал	рабочая сила	всего					
1800	2250	4050	37100	33800	38	12,0	9
2885	2980	5365	55700	48800	36	11,0	14
3150	3940	7090	79800	67500	34	10,5	18
3600	4500	8100	98200	81000	33	10,0	21
					32	орент. 9,5	

ческом основании, за счет применения подвижной опалубки. Эта экономия выражается в пределах от 9 до 21%о, в зависимости от емкости башни при высоте ее, равной 25 м.

Для башен меньшей высоты, например 15 м, пределы общей экономии будут ниже; ввиду отсутствия сметных данных для башен высотой 15 м общая экономия может быть определена ориентировочно следующим образом.

¹ Франко-постройка при цене 45 руб. на 1 м³ и при соотношении стоимости материала к рабочей силе 1:1,25.

Как установлено из табл. 14, разница в расходах на деревянные работы при возведении железобетонных башен двух рассматриваемых различных типов составляет от 22 до 26% к строительной стоимости башни.

Башни на сплошном цилиндрическом основании дают значительную экономию в расходовании лесоматериала, однако в то же время их конструкция вызывает некоторый перерасход железобетонной кладки в размерах, указанных в табл. 12, т. е. от 10 до 35% к общей кубатуре железобетона в сооружении. Ввиду того что удельная значимость железобетонных работ в общей строительной стоимости башни составляет от 70 до 75%, перерасход на железобетонной кладке выразится в 8—25% от строительной стоимости башни. Сравнение этих цифр с размерами экономии, достигаемой за счет лесоматериала и составляющей при нормальном (московском) соотношении цен, как было отмечено выше, от 22 до 26%, подтверждает, что и при невысоких башнях результативный экономический эффект дают башни на сплошном цилиндрическом основании. Размер этой экономии для большинства башен высотой 15 м составит от 8 до 12%, поднимаясь для более высоких башен до 15% и падая для мелких объектов почти до нуля, причем не исключена возможность, что в отдельных случаях более экономичной окажется башня на сквозном колонном основании. Такие единичные явления наиболее вероятны в районах с дешевым лесным материалом, но с недостатком цемента и железа. Сюда могут быть отнесены северные и северо-восточные районы СССР. Однако как раз эти территории по своим климатическим условиям вызывают желательность устройства утепленного междуколонного заполнения или кожуха вокруг лестницы и трубопроводов в виде например утепленной железобетонной вертикальной трубы диаметром 2300 мм, проходящей через всю башню по ее высоте. Указанные дополнительные расходы совершенно отпадают при тех же условиях для башен на сплошной цилиндрической стенке, которая только должна быть соответственным образом утеплена¹. Естественно, что при высоких местных ценах на лесоматериалы, например в южных, юго-западных и особенно юго-восточных районах СССР, все преимущества будут на стороне башен со сплошным цилиндрическим основанием. Этой же конструкции башен свойственно еще одно не отмеченное ранее, но весьма существенное и несомненное преимущество, заключающееся в достижении значительного ускорения темпов работ по возведению башни за счет применения подвижной опалубки.

Изложенное показывает, что при составлении стандартов железобетонных водонапорных башен следует остановиться в первую очередь именно на типе башни с опорным корпусом в виде сплошной железобетонной цилиндрической стенки. Вместе с тем особо желательна техно-экономическая проработка вопроса о целесообразности применения такого же типа башен, но с резервуарами системы Интце, что позволяет уменьшить диаметр ствола башни и следовательно и общую кубатуру железобетонной кладки.

¹ В зоне вечной мерзлоты по конструктивным причинам желательно применение железобетонной башни на отдельных вертикальных колоннах (см. гл. IX)

В задачу стандартизации входит однако не только выбор общего типа сооружения, но и

1) установление конструктивного скелета башни, т. е. формы и взаиморасположения ее элементов;

2) установление границ применения данного типа башни в зависимости от ее высоты и емкости бака;

3) определение наивыгоднейших соотношений между основными элементами сооружения.

Основными элементами рассматриваемой башни с основанием в виде цилиндрической сплошной стенки являются:

а) Железобетонный резервуар с вогнутым сферическим днищем, в центральной части которого размещается лаз, проходящий в виде вертикальной железобетонной трубы, внутренним диаметром 1,30 м через весь резервуар; резервуар поддерживается опорным кольцом.

б) Железобетонный шатер, располагаемый концентрично резервуару на расстоянии 0,75 м от внешней поверхности стенок резервуара; шатер имеет купольное коническое перекрытие и поддерживается кольцевой консольной плитой. Стенки, пол и перекрытие шатра утепляются соломитом.

в) Железобетонное основание (ствол) башни в виде цилиндрической сплошной стенки толщиной 0,15—0,18 м, опирающееся на кольцевую опорную железобетонную подушку, заглубленную в грунт на высоту башмака (подушки), т. е. на 0,5—0,8 м.

г) Кольцевой фундамент башни из каменной (бутовой) кладки, воспринимающий давление башни и действующих на нее нагрузок.

Границы применения башен указанного стандартного типа лежат в пределах от 100 до 1000 м³ полезной емкости резервуара при высоте расположения днища резервуара над уровнем земли от 15 до 45 м.

Переходя к вопросу об определении наиболее рациональных соотношений между конструктивными элементами башни, следует заметить, что наиболее правильным решением задачи явилось бы нахождение такого вида зависимости размеров этих элементов от полезной емкости бака и высоты башни, который дал бы возможность установить размеры основных элементов для башен разной величины.

Такая задача может быть решена при условии введения нескольких эмпирических формул, определяющих объем железобетонных элементов башни в зависимости от двух независимых переменных ω (емкость бака) и h (высота башни).

Это ограничивает пределы распространения выводов технико-экономического расчета башнями, высота и емкость которых не выходит из установленных числовых границ. Впрочем эти пределы (от 100 до 1000 м³ при h от 15 до 45 м) настолько обширны, что охватывают в сущности башни всех применяемых в нашей практике размеров.

Необходимо отметить, что при расчете можно не учитывать влияние: 1) оборудования башни (трубопроводы, фасонные части, лестницы и др.), которое зависит не от типа башни, а от ее роли в данном водопроводном хозяйстве и в общем составляет около 6%

к строительной стоимости башни; 2) вспомогательных работ (к ним должны быть отнесены столярные, малярные, стекольные, кровельные и другие работы), которые зависят не от конструкции башни, а от ее архитектурного оформления и могут составлять около 10% к строительной стоимости башни.

Техно-экономическое исследование для определения рациональных соотношений между конструктивными элементами железобетонных водонапорных башен¹ при условии введения перечисленных выше допущений дает уравнение, выражающее приведенный объем кладки башни (v) через r (радиус башни), h (высоту башни) и ω (емкость бака). Дифференцируя это уравнение для получения минимума кубатуры кладки и приравнявая затем первую производ-

ную $\frac{dv}{dr} = 0$, приходим к довольно сложному уравнению 8-й степени. Решая это уравнение относительно r при различных значениях ω , находим наивыгоднейшие соотношения между основными конструктивными элементами для серии башен, имеющих высоту $h = 15$ м, и для серии башен с высотой $h = 45$ м. Соотношения для промежуточных значений могут быть найдены интерполяцией, величина же $h < 15$ м и $h > 45$ м в практике почти не встречаются. Результаты решения уравнения сведены в табл. 15.

ГРАФИЧЕСКАЯ ИНТЕРПРЕТАЦИЯ РЕЗУЛЬТАТОВ РАСЧЕТА

Табл. 15 дает возможность изобразить кривые наивыгоднейшей величины радиуса основания (и резервуара) башни для различных емкостей от 100 до 750 м³ при высоте башни $h = 15$ м и $h = 45$ м. Рассматривая эти кривые (рис. 109), находим, что при сравнительно небольших емкостях резервуара — от 100 до 250 м³ — имеет место довольно быстрое увеличение радиуса башни, а в пределах от 250

Полезная емкость резервуара башни в м ³	Радиус резервуара и основания башни при высоте башни $h = 15$ м	Диаметр резервуара и основания башни при высоте башни $h = 15$ м	Полезная высота резервуаров $H_0 = \frac{\omega}{r^2 - 0,593}$
100	2, 4	4,8	6, 1
150	2, 8	5,6	6,55
200	3, 1	6,2	7, 0
250	3, 4	6,8	7,15
300	3, 7	7,4	7,20
350	3,95	7,9	7,35
400	4,20	8,4	7,45
500	4,60	9,2	7,70
600	5,00	10,0	7,80
750	5,50	11,0	8, 0
1000	6,20	12,4	8, 2

¹ См. ниж. В. Ф. Кожин и др., „Определение наивыгоднейших соотношений между“

до 400 м³ рост кривой замедляется, причем это замедление в еще большей степени распространяется на более емкие башни (от 400 до 750 м³).

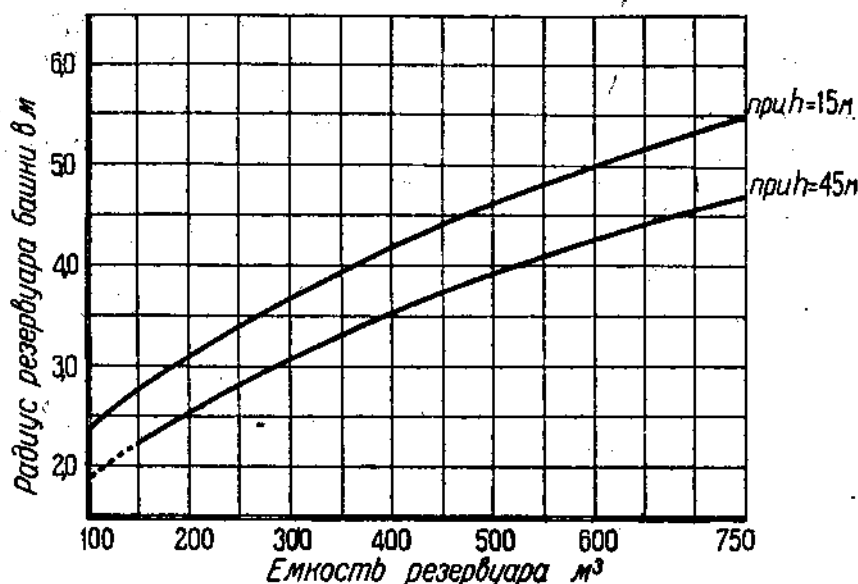


Рис. 109.

Уменьшение диаметра основания башни идет пропорционально увеличению высоты башни, вследствие чего высокие и малоемкие башни по своему внешнему виду должны приближаться к дымовым железобетонным трубам.

Таблица 15.

Стрела подъема нища резервуара $f = 0,25 r$	Полная высота резервуара $H = H_0 + f$	$\frac{r}{H_0}$	$\frac{r}{H}$	Радиус резервуара и основания башни при высоте башни $h = 45$ м
0,6	6,7	0,40	0,36	—
0,7	7,25	0,425	0,385	2,25
0,8	7,8	0,44	0,40	2,55
0,85	8,0	0,475	0,425	2,80
0,95	8,15	0,51	0,455	3,10
1,0	8,35	0,54	0,475	3,30
1,05	8,50	0,565	0,495	3,50
1,15	8,85	0,60	0,52	3,80
1,25	9,05	0,64	0,55	4,30
1,40	9,40	0,69	0,585	4,70
1,55	9,75	0,755	0,635	5,25

Известный интерес представляет график (рис. 110), дающий соотношение между стоимостью опалубки, железобетонных, земляных и других работ при устройстве водонапорных башен рассматриваемого типа. Из графика видно, что удельное значение железобетонных работ колеблется в пределах 71,7—74,7% к строительной стоимости башни (без вспомогательных работ и оборудования), причем возрастание удельного значения железобетонных работ идет пропорционально увеличению полезной емкости резервуара башни. Стоимость опалубки колеблется в пределах

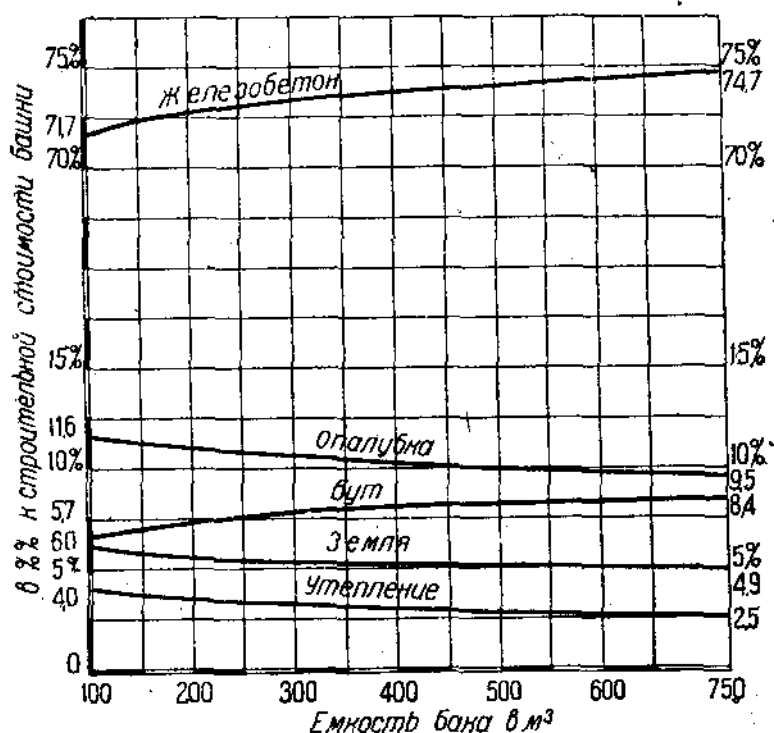


Рис. 110.

11,6—9,5%, причем снижение идет пропорционально увеличению емкости башни, стоимость же фундамента (бут), наоборот, возрастает от 6,7 до 8,4%.

Удельная значимость земляных работ почти постоянна для всех емкостей башни, но все же снижается для больших объектов от 6 до 4,9%; наконец удельный расход на утепление падает пропорционально увеличению емкости резервуара с 4 до 2,5%.

График (рис. 110) составлен на основании простых подсчетов по выведенным уравнениям.

Та же табл. 15 дает кривую (рис. 111) наимыгоднейших отношений $\frac{r}{H_0}$ и $\frac{r}{H}$, где r — радиус резервуара, H_0 — полезная высота

резервуара и H — полная высота резервуара, причем $H = H_0 + f$, где f — стрела подъема сферического днища.

Величина $\frac{r}{H_0}$ изменяется в пределах от 0,40 до 0,69, а $\frac{r}{H}$ от 0,36 до 0,59. Автор считает, что применение соотношений $\frac{r}{H_0} < 0,50$ и $\frac{r}{H} < 0,45$ представляется малоудобным по ряду причин как конструктивного характера (малоудовлетворительное в статическом отношении весовое взаимоотношение элементов башни, ограничение перспектив архитектурного оформления), так и практического значения (усложнение и удорожание эксплуатации башни). В связи с этим весьма существенным представляется определить, в какой мере может отразиться на стоимости башни применение иных соотношений между конструктивными элементами башни, нежели это получено по данному расчету.

В целях такой проверки были составлены таблицы (здесь не приводимые), дающие на основании полученных выше уравнений приведенные объемы кладки башен для емкостей 150 и 750 м³ при различных значениях радиуса и высоты основания.

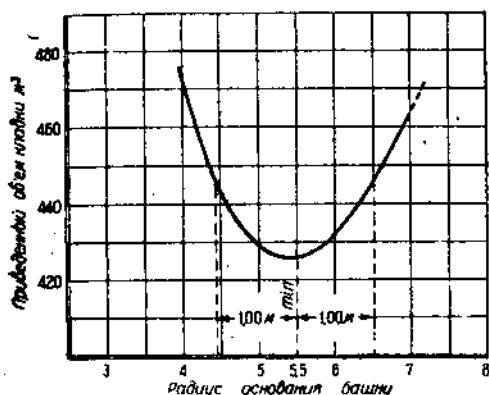


Рис. 112.

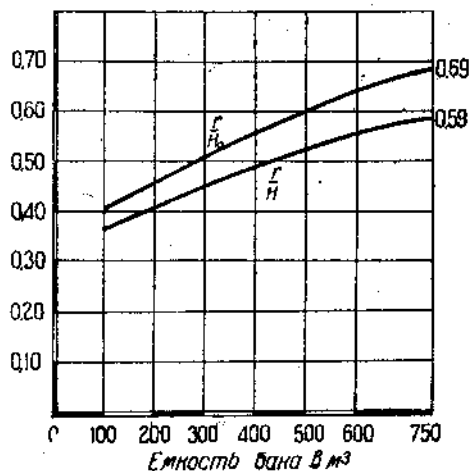


Рис. 111.

Естественно, подтвердилось, что минимальный объем работ (а следовательно и наименьшая стоимость) получается только при значениях r , принимаемых согласно данному экономическому подсчету, все же другие значения r дают менее выгодные решения.

Однако при этом оказалось, что изменение абсолютной величины радиуса башни высотой 15 м на $\pm 0,5$ м (т. е. в большую или меньшую сторону) вызывает увеличение кубату-

ры приведенной кладки (а следовательно и стоимости работ) по сравнению с минимумом в пределах от 2,5% (для башен 750 м³) до 5% (для башен 150 м³). Графики (рис. 112 и 113) вполне это подтверждают.

В самом деле, кривая зависимости между радиусом основания башни и приведенным объемом кладки представляется для всех случаев в виде параболы, расположенной несколько наклонно к осям координат, причем все точки, лежащие в пределах указанного выше отклонения от экономической величины радиуса на $\pm 0,5$ м, имеют довольно близкие по величине ординаты, чем и объясняется относительно незначительная разница в величине приведенных объемов кладки (от 2,5 до 5%).

То же можно сказать и о башнях большой высоты, т. е. при $h = 45$ м (рис. 114 и 115).

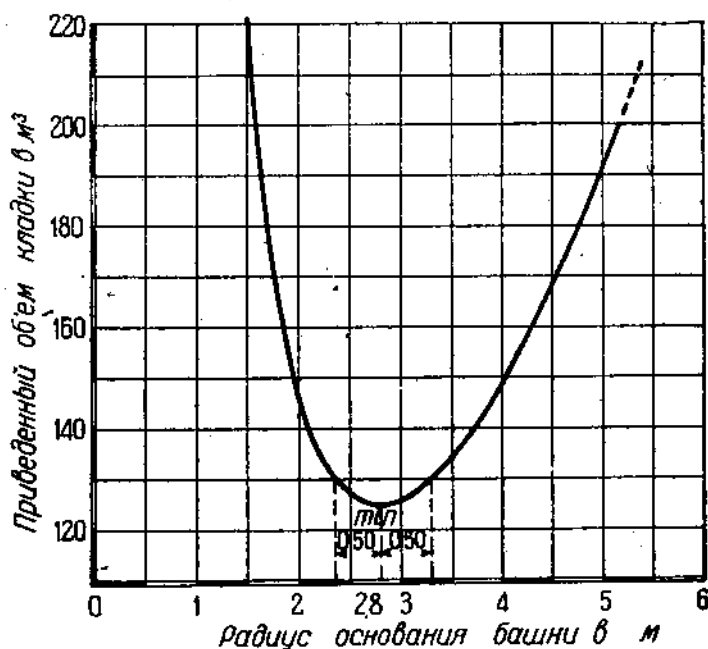


Рис. 113.

В то время как увеличение радиуса против величины, определенной по данному расчету, вызывает только некоторое удорожание кладки, уменьшение радиуса в тех же пределах является гораздо менее желательным, так как помимо аналогичного увеличения объема кладки способствует:

- 1) увеличению высоты резервуара, зачастую неудобному в гидравлическом отношении (непостоянство напора);
- 2) удорожанию оборудования за счет увеличения длины труб при высоком резервуаре;
- 3) увеличению расхода электроэнергии на подачу воды в более высокий резервуар башни;
- 4) увеличению собственного (мертвого) веса резервуара за счет уменьшения веса основания, что представляется менее желательным в статическом отношении;
- 5) увеличению поверхности стенок резервуара с одновремен-

ным уменьшением слоя воды в плоскости действия ветра, вызывающему опасность замерзания воды в резервуаре.

Исходя из указанных соображений, следует считать наимыгоднейшую величину радиуса основания, полученную по расчету, вместе с тем и минимальной, допуская таким образом отклонения лишь в сторону увеличения радиуса основания башни.

Следовательно изменение диаметра основания башни, без практически ощутимого удорожания в стоимости работ и эксплуатации башни, допустимо лишь в сторону увеличения диаметра башни в пределах до 1 м (по сравнению с данными табл. 15).

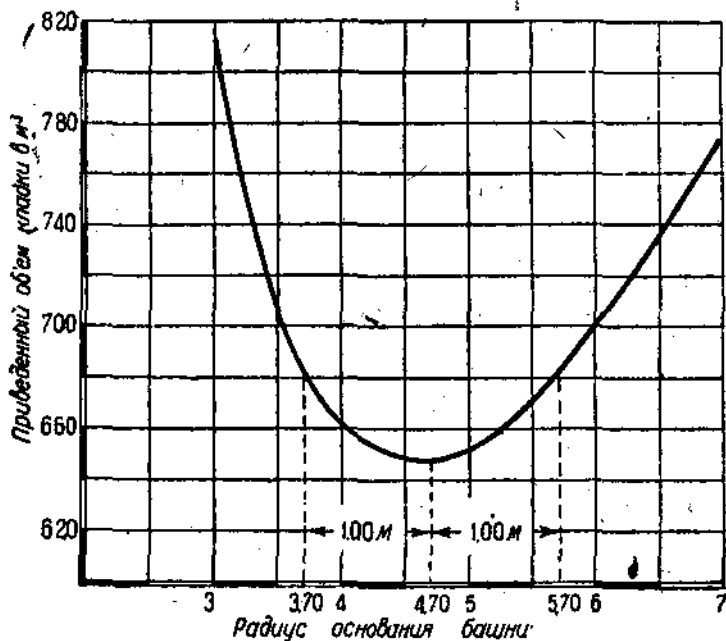


Рис. 114.

Учитывая изложенное, следует признать целесообразным при составлении стандартов башен принять величины радиусов основания, полученные для башен высотой 15 м, распространив их и на все другие серии башен, т. е. с высотами от 15 до 45 м. В самом деле рассмотрение графиков на рис. 114 и 115 для башен большой высоты ($h = 45$ м) показывает, что увеличение радиуса основания, полученного по расчету для этой серии башен, до величины радиуса, соответствующего башне при $h = 15$ м, вызовет увеличение кубатуры приведенной кладки в пределах от 3,59 (для башен 750 м³) до 6,85% (для башен 150 м³). Очевидно, что для башен с наиболее распространенными в практике высотами от 20 до 30 м увеличение кубатуры кладки не превышает 2—4%. Отсюда следует, что величины диаметров башен любой высоты могут быть без практического ущерба приняты по расчету, сделанному для башен высотой 15 м.

Наконец весьма показательным является график (рис. 91), дающий соотношения между весом железобетонной кладки башни и весом полезного объема воды в резервуаре для башен разной высоты, причем диаметр башен принят во всех случаях как для башни высотой 15 м. Из графика следует, что чем выше башня, тем менее выгодно устройство на ней малоемких резервуаров.

Интересный технико-экономический расчет высоты резервуара водонапорной башни, производимый по совершенно иному методу, дает инж. Леп¹.

Проф. А. Ф. Лолейт считает возможным упрощение задачи, исходя из того, что при сравнительно небольших размерах, которые имеют резервуары водонапорных башен, стоимость 1 м² стенки

мало меняется с изменением диаметра и высоты (т. е. емкости резервуара). Тогда с достаточной степенью точности можно принять определенную стоимость C_1 , одинаковую для всех тонких железобетонных элементов сооружения (резервуар, стенки шатра, перекрытия), в рублях на 1 м².

Равным образом можно установить стоимость 1 м² стен башни от обреза фундамента до днища бака C_2 и стоимость 1 м² бутового фундамента C_3 .

Если принять $C_1 : C_2 : C_3 = 1 : k_c : k_\phi$, то, имея в виду заданную емкость резервуара

$$W = \frac{\pi D^2}{4} h \quad (1)$$

и обозначая через H высоту башни от обреза фундамента до днища резервуара, найдем, что стоимость всего сооружения C выразится как функция

$$C = f(D^2, h, H, k_c, k_\phi). \quad (2)$$

Определение наимыгоднейшего соотношения между D и h для каждой заданной высоты H при определенном для данной местности единичном отношении цен k_c и k_ϕ , очевидно, простая задача, сводящая к определению минимума C в зависимости от независимой переменной D или связанной с другой переменной h или D равенством (1).

В заключение следует остановиться на вопросах определения ориентировочной стоимости железобетонных башен. Подобного

¹ Dr Ing. Lehr G. I., Die wirtschaftliche Wasserhöhe im Turmbehältern, „Gesundheits-Ingenieur“ № 43 (стр. 681—687) и № 46 (стр. 746—749), München 1930.

рода калькуляции должны производиться на основании исполнительных смет по построенным сооружениям, однако строго обработанных материалов, обобщающих опытные данные, до сих пор еще не имеется.

Существует только несколько эмпирических формул, предложенных отдельными специалистами для подсчета ориентировочной стоимости железобетонных башен, которые необходимо подвергнуть некоторому анализу.

Весьма распространенной является формула вида

$$S = k \cdot W \cdot H, \quad (1)$$

где S — стоимость башни в рублях,

k — эмпирический коэффициент,

W — полезный объем резервуара в м^3 ,

H — высота башни от уровня земли до дна бака в м .

При этом величине эмпирического коэффициента k даются самые разнообразные значения.

Так, проф. Гениевым¹ указана величина $k = 4,5 - 5,5$, а инж. Будников² рекомендует $k = 16 - 18$, между тем как обычные значения k лежат в пределах от $k = 6$ (для высоких и большеемких объектов) до $k = 15$ (для низких и малоемких башен). Однако дело даже не в абсолютных значениях k , а в диапазоне их колебаний, так как для охвата формулой (1) нормального цикла башен ($W = 200 - 750 \text{ м}^3$ при $H = 15 - 45 \text{ м}$) коэффициент k должен измениться в $\frac{15}{6} = 2,5$ раза.

Непостоянство k делает формулу (1) мало пригодной для ориентировочных подсчетов и может вызвать грубые ошибки.

Более совершенной эмпирической формулой следует признать формулу инж. Ф. О. Тольцмана³.

$$S = W(30 + H) + H(3000 + 2W), \quad (2)$$

рекомендуемую для железобетонных башен капитального типа,

$$\text{и} \quad S^1 = W(25 + H) + H(2000 + 2W) \quad (3)$$

и для башен облегченного типа (с деревянным шатром, без междуколонного заполнения).

Необходимо однако иметь в виду, что эти формулы, предложенные инж. Ф. О. Тольцманом в 1929 г., основаны на исчислениях сметной стоимости железобетонных башен на колонном основании, т. е. без применения подвижной опалубки, в силу чего они не могут быть механически распространены на башни со сплошной цилиндрической стенкой.

Кроме того конструкции башен на колонном основании до 1929—30 гг. рассчитывались, исходя из допускаемых напряжений на железо 1000 кг/см^2 и на бетон (сжатие при изгибе) 40 кг/см^2 .

¹ См. проф. Гениев Н. Н., Краткий курс водоснабжения, М. 1931, стр. 303.

² См. инж. Будников А. Н., Водоснабжение, М. 1930, стр. 302—303.

³ См. инж. Тольцман Ф. О., Атлас водопроводных сооружений, М. 1930, текст стр. 69—70.

вместо принятых теперь соответственно 1250 кг/см² и 50 кг/см², вследствие чего основные элементы прежних железобетонных башен имели до 25% избыточной кубатуры.

Известные изменения в стоимости постройки произошли и за счет внедрения механизации работ, выражающейся например в применении бетономешалок, централизации подачи материалов подъемниками, упрощении архитектурного оформления башен, использовании элементов стандартизации и рационализации в строительстве, например замена железобетонного фундамента бутовым, удешевлении оборудования, например путем введения деревянных проступей в железных лестницах башни и т. д.

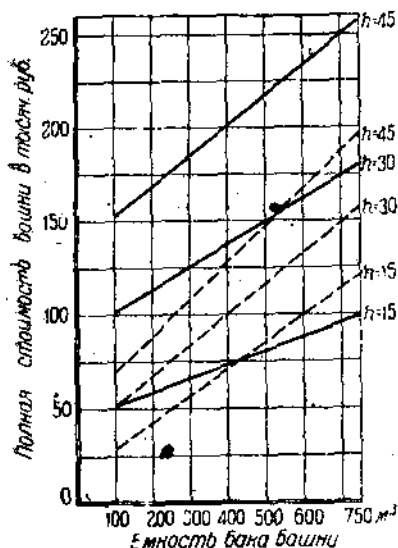


Рис. 116.

Все это, ваятое в целом, создавая некоторое снижение строительных расходов, вместе с тем изменяет прежние экономические соотношения и вызывает расхождение между действительной стоимостью башни и стоимостью ее, вычисленной по формулам (2) и (3), причем это расхождение тем ощутительнее, чем высота башни больше. Такая зависимость вполне естественна, если учесть, что при пользовании подвижной опалубкой абсолютные расходы на нее весьма мало меняются с изменением высоты башни, в пределах конечно какой-либо определенной полезной емкости башни.

На основе обстоятельного ознакомления как со сметными исчислениями по ряду уже сданных в эксплуатацию железобетонных башен, возведенных посредством подвижной опалубки за период 1929—32 гг. (Воскресенский

химкомбинат, Перово, Горьковский автозавод и т. д.), так равно и с конструктивно-производственными особенностями таких башен, автор предлагает следующую формулу для ориентировочного определения общей стоимости железобетонных башен с основанием в виде сплошной цилиндрической стенки

$$S = 115 (W + 10 H) + 1,7 WH, \quad (4)$$

где S — полная стоимость башни в рублях, включая внутреннее оборудование,

W — полезная емкость резервуара башни в м³,

H — высота башни от земли до дна бака в м.

Следует отметить, что стоимость внутреннего оборудования башни лестницами, трубопроводами и фасонными частями вместе с так называемыми вспомогательными работами по архитектурному оформлению башни составляет в среднем от 10 до 15%, повышаясь для малоемких башен до 20% и снижаясь в крупных башнях до 8—9%.

Для быстрых ориентировочных подсчетов может быть предложена более простая по структуре формула, отличающаяся от основной в пределах от 3 до 9% в большую или меньшую сторону и имеющая вид

$$S_1 = 100 W + 1000 H + 2,5 WH. \quad (5)$$

На рис. 116 приводится графическое изображение значений S_1 , полученных по формуле (4) для железобетонных башен емкостью резервуара от 100 до 750 м³ при высотах $H=15, 30$ и 45 м (см. пунктирные линии).

В целях сравнения на том же чертеже нанесены линии, характеризующие изменение стоимости по формуле инж. Тольмана (2) для башен капитального типа (см. сплошные линии).

При рассмотрении обеих графических групп обращают на себя внимание две особенности новой формулы: 1) возрастание абсолютной стоимости башни с увеличением высоты менее значительно, чем по формуле Тольмана, что объясняется специфичностью способа производства работ в подвижной опалубке, стоимость которой почти не возрастает с увеличением высоты башни и 2) возрастание абсолютной стоимости башни с увеличением емкости бака, наоборот, более значительно, чем по формуле Тольмана, что объясняется большей зависимостью между общей стоимостью башни и стоимостью кубатуры железобетонной кладки в башнях на сплошном цилиндрическом основании и меньшим влиянием на общую стоимость других видов работ при ее возведении, нежели в башне на колоннах.

Условные обозначения в железобетоне¹.

- $\sigma_{ж}$ — напряжение железа на растяжение.
 $\sigma'_{ж}$ — напряжение железа на сжатие.
 σ_b — напряжение бетона на сжатие.
 σ'_b — напряжение бетона на растяжение.
 f_b — площадь сечения бетона.
 $f_{ж}$ — площадь сечения растянутой арматуры.
 $f'_{ж}$ — площадь сечения сжатой арматуры.
 $f_{пр}$ — приведенная площадь сечения.
 α — процент содержания железа.
 h — полная высота железа.
 h' — расчетная (полезная) высота сечения.
 b — ширина колонны, балки, полки таврового сечения.
 a — расстояние от центра тяжести растянутой арматуры до крайнего растянутого волокна.
 x — расстояние нейтральной оси до крайнего сжатого волокна.
 z — плечо внутренней пары сил.
 d — толщина плиты.
 F_x — ядро сечения колонны.
 l — расчетный пролет.
 l_0 — пролет в свету.
 $\varnothing$ — диаметр прутьев арматуры.
 S — статический момент.
 J — момент инерции.
 M — изгибающий момент.
 W — момент сопротивления.
 r_u — радиус инерции.
 N — нормальная сила.
 $e = \frac{M}{N}$ — эксцентриситет.
 $m = \frac{E_{ж}}{E_b}$ — отношение

¹ Приняты по Иннорс, см. "Таблицы и номограммы для подбора сечений железобетонных конструкций", М. 1932.

УКАЗАТЕЛЬ НОВЕЙШЕЙ ЛИТЕРАТУРЫ (1923—1933 гг.) ПО ВОДОНАПОРНЫМ БАШНЯМ И БАШЕННЫМ РЕЗЕРВУАРАМ.

а) Специальные статьи.

1. Евдокимов-Рокотовский М., проф., Водонапорная башня в Ростове-на-Дону, „Строительная промышленность“ № 5, 1928, стр. 380—382.
2. Земсков П. И., инж., К вопросу об эксплуатации водонапорных башен, Труды I Всесоюз. водопроводного и санитарно-технического съезда в Баку, 1926 г., вып. 4, часть 2, стр. 73—77, М. 1928.
3. Кожин В. Ф., инж., Определение наиболее выгодного соотношения между элементами водонапорных башен, „Санитарная техника“ № 3, стр. 30—43, М. 1932.
4. Кожин В. Ф., инж., Нужен ли шатер на водонапорной башне, „Санитарная техника“ № 7, М. 1932.
5. Чернышев М. Я., проф., Нужен ли шатер на водонапорной башне, „Санитарная техника“ № 11—12, М. 1932.
6. Кожин В. Ф., инж., Конструктивно-экономические показатели современных водонапорных башен, „Санитарная техника“ № 10, М. 1932.
7. Кожин В. Ф., инж., К вопросу о водонапорных башнях с двумя резервуарами, „Санитарная техника“ № 2, 1933.
8. Lehr G. J., Dr. Ing., Die wirtschaftliche Wasserhöhe im Turmbehälter, „Gesundheits-Ingenieur“ № 4 (S. 681—687) и № 46 (S. 746—749), München 1930.
9. Mononobe N., Dr., Vibration of Tower-Shaped structure and its seismic stability, „Journal of the civil Engineering society“, Tokyo 1919.
10. Pasternak P., Dr. Ing., Die praktische Berechnung Biegebeanspruchung in kreisrunden Behältern mit gewölbten Böden und Decken in linear veränderlichen Wandstärken, „Schweizer Bauzeitung“, 5, 12, 19 XI—1927, Zürich.
11. Pasternak, Die praktische Berechnung biegeester Kugelschalen, kreisrunder Fundamentplatten auf elastischer Bettung und kreiszylindrischer Wandungen in gegenseitiger monolither Verbindung. Sonderabdruck aus „Zeitschrift für angewandte Mathematik und Mechanik“ Band 6, Zürich 1926.
12. Süsok Karl, Dipl. Ing., Formeln zur praktischen Berechnung der Biegebeanspruchung in kreisrunden Behältern mit linear veränderlichen Wandstärken, „Beton und Eisen“, Heft 24, 1927.

б) Отдельные главы в трудах по железобетону.

- *13. Вейер, Курт, проф., Германский бетонный союз, ч. 2, Статика железобетонных сооружений, Майн 1928, § 32—„Применение метода преобразования нагрузок к расчету конструкции башенного вида“, стр. 256—261.
14. Бриске Р., инж., Сейсмостойкость сооружений, М. 1932, гл. 8, Сейсмостойкость башен и дымовых труб, стр. 56—82.

15. Винокуров Л., инж., Расчет жестких пространственных рам, Харьков 1932, стр. 40—55, Расчет рам башенного типа.

16. Геллер В., проф., Жесткие рамы, Макиз 1927, § 32. Однопролетная многоярусная рама с горизонтальной нагрузкой, стр. 183—193.

17. Лахтин Н. К., проф. и Кашкаров Н. А., проф., Железобетон, т. 3, М. 1926, Расчет водонапорных башен, стр. 89—91.

18. Lewe W., Dr Ing., Die statische Berechnung der Flüssigkeitsbehälter, — см. Dr Ing. I. Emperger, „Handbuch für Eisenbetonbau“, V Band, Berlin 1923 (стр. 71—181).

19. Löser W., prof., — Wassertürme, см. Emperger, „Handbuch für Eisenbetonbau“, V Band, Berlin 1923 (стр. 212—251).

20. Подольский И. С., проф., Железобетонные конструкции, ч. 2, изд. МИИТ, М. 1929, гл. III, Резервуары, стр. 100—214.

в) Краткие сведения в трудах по водоснабжению.

21. Генриев Н. Н., проф., Городские водопроводы, 2 изд., М. 1928, см. § 77—„Железобетонные башни“, стр. 259—263.

22. Генриев Н. Н., проф., Водоснабжение городов и промпредприятий, М. 1931, см. § 126—„Железобетонные башни“, стр. 466—468.

23. Генриев Н. Н., проф., Водоснабжение ж.-д. станций, М. 1931, см. § 71—„Железобетонные башни“, стр. 353—363.

24. Генриев Н. Н., проф., Краткий курс водоснабжения, М. 1931, § 111—„Железобетонные башни“, стр. 248—249.

25. Кашкаров Н. А., проф., Курс водоснабжения, изд. МВТУ 1926, стр. 347—353.

26. Кашкаров Н. А., проф., Водонапорные башни, см. гл. XI, § 3 „Справочник инженера-проектировщика“, т. VI, стр. 214—221, М. 1933.

27. Толъцман Ф. О., инж., Атлас водопроводных сооружений, М. 1930, (текст), стр. 20—23 и 69—70, раздел „Напорные башни“.

28. Чернышев М. Я., проф., Водоснабжение в вечной мерзлоте, гл. IX. „Водопроводные здания“, стр. 134—138.

Другие литературные источники, использованные при составлении данной книги.

а) Литература по железобетону.

29. Германский бетонный союз, ч. I и II, Макиз 1928.

30. Грюн Р., Химическая стойкость бетона, М. 1931.

31. Глуховский А. Д., инж., Железобетонные безбалочные покрытия, Пояснительная записка к стандартам по холодильному строительству 1930 г., изд. НКСнаб Хладстрой, М. 1931.

32. Демисов А. В., инж., Подвижные формы и механизация железобетонных работ (ГИС—сообщение № 9, декабрь 1929 г.).

33. Инструкция по устройству подвижных форм, М. 1930.

34. Залигер Рудольф, проф., Железобетон, М. 1931.

35. Emperger F., Dr Ing., Handbuch für Eisenbetonbau, V Band, Berlin 1923.

36. Лева Д., инж., Безбалочные покрытия, М. 1931.

37. Справочник производственно-строительных норм на железобетонные работы, М. 1931.

38. Таблицы и номограммы для подбора железобетонных конструкций, Иннорс, М. 1932.

39. Технические условия и нормы проектирования и выведение бетонных и железобетонных сооружений, М., июль 1931 г.

40. Труды I Всесоюзного водопроводного и санитарно-технического съезда (Баку, 1925 г.), вып. I. Бетон и железобетон в применении к санитарно-техническим сооружениям, М. 1926.

б) Прочая литература.

41. Единые нормы строительного проектирования, ОСТ 4534—4537; ОСТ 4541; ОСТ 4543—4544, 2 изд., М. 1931.

42. Кузнецов С. С., Геология для строителей, М. 1932.

43. Muto K., Vibration of building and its relation to earthquake, — "Journal of the institute Japanese architects", Tokyo 1925.

44. Тихунов Б. Н., инж., Экономическая оценка пневматического водоснабжения, "Санитарная техника" № 3, 1932.

45. Тимошенко С. П., Теория колебаний в инженерном деле, М. 1932.

46. Стаценко В. П., Части зданий, М. 1930, 8 изд., см. гл. III, § 6—"Постройка зданий в вечной мерзлоте", стр. 49—55.

47. Цыбульский В. А., Инженерная геология, ч. 2, М. 1932.

ОГЛАВЛЕНИЕ.

Стр.

Предисловие	4
I. Введение	5
II. Основные типы железобетонных водонапорных башен и область их применения	6
III. Основные данные и нормы для расчета и конструирования железобетонных башен	24
IV. Проектирование и расчет железобетонных резервуаров водонапорных башен	26
A. Цилиндрические резервуары	27
1. Железобетонный резервуар со сферическим днищем	30
а) без внутренних перегородок	—
б) с внутренней кольцевой перегородкой или с внутренним лазом	42
2. Железобетонные резервуары с плоским днищем	45
Б. Резервуары системы проф. Интце	53
В. Прямоугольные железобетонные резервуары	62
1. Резервуар с днищем в виде плиты с перекрестной арматурой	65
2. Резервуар с днищем в виде безбалочного покрытия	66
3. Прямоугольные резервуары с внутренними перегородками	67
Г. Резервуары полигональные в плане	68
Д. Обеспечение водонепроницаемости и химической стойкости бетона в башенных резервуарах	71
V. Шатры железобетонных водонапорных башен	73
1. Цилиндрический железобетонный шатер	79
2. Шатер из отдельных железобетонных стоек с промежуточным заполнением	88
3. Шатры водонапорных башен с баками Интце	91
4. Шатры для башен с прямоугольными баками	92
VI. Опорный корпус железобетонной водонапорной башни	98
1. Опорный корпус башни из отдельных вертикальных железобетонных колонн	96
2. Опорный корпус башни из наклонных железобетонных колонн	111
3. Опорный корпус башни в виде сплошной цилиндрической железобетонной стенки	112
VII. Фундаменты и подвальные основания железобетонных водонапорных башен	118
1. Основные положения	—
2. Некоторые общие проверки, обязательные при расчете фундамента башни	120
VIII. Водонапорные башни сложного конструктивного типа	122
1. Башни с двумя или тремя резервуарами на одинарном опорном корпусе	—
2. Башни с одним, двумя или тремя резервуарами на двойном опорном корпусе	127
3. Башни со двойным опорным корпусом	129
IX. Особые условия устройства башен	130
1. Башни в сейсмических условиях	—
2. Башни в условиях вечной мерзлоты	148
X. Башни как жесткая плоская или пространственная рама	147
1. Башни как плоская жесткая рама	148
2. Башни как жесткая пространственная рама	157
XI. Вопросы экономики и стандартизации железобетонных водонапорных башен	158
Указатель литературы	178

Отв. редактор *Б. А. Шебуев.*

Техн. редактор *Е. Д. Гракова.*

Сдана в набор 7/X 1933 г.

Подписана к печати 7/XII 1933 г.

Формат 62X94¹/₂ мм.

Госстройиздат № 432. Индекс 23-5-2.

Тип. зн. в 1 п. л. 48.000.

Ленгорлит № 29460.

Тираж 5.000—11¹/₂ л.

Заказ № 1608.