МИНИСТЕРСТВО НАУКИ И ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ

ФЕДЕРАЛЬНОЕ ГОСУДАРСТВЕННОЕ БЮДЖЕТНОЕ ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ УЧРЕЖДЕНИЕ ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ «ДОНСКОЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ ТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ» (ДГТУ)

УТВЕРЖДЕНО
на заседании кафедры
«Железобетонные и
Каменные Конструкции»
18 апреля 2021 г.

МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ

по выполнению контрольной работы

«Расчёт железобетонного резервуара»

для обучающихся по специальности

" 08.03.01 Водоснабжение и водоотведение"

направление «Строительство»

по дисциплине

«Строительные конструкции ЖБК»

Авторы: канд. техн. наук,
доц. Польской Пётр Петрович,
доц. Аксенов Владимир Николаевич,
доц. Аксёнов Николай Борисович

Ростов-на-Дону

2021

1.Исходные данные

Требуется рассчитать конструкции железобетонного резервуара. Согласно заданию (см. стр. 39) имеем следующие данные: резервуар прямоугольный, его ширина L_1=18м, длина L_2=22,4м, высота стеновых панелей H=4,8м. Сетку колонн принимаем: l_1xl_2=6x5,6м (рис.2.1). Днище резервуара монолитное плоское толщиной 140мм. Нагрузка от колонн передается на него через сборные фундаменты стаканного типа с размерами подошвы 2,4x2,4м. Сопряжение днища со стеновыми панелями осуществляется с помощью щелевого монолитного паза (рис.2.1). Резервуар обвалован грунтом с толщиной слоя на покрытии, равной 1м. Плотность грунта $\boldsymbol{\rho_{гр}}$= 17 кН/м^3. Угол внутреннего трения грунта $\boldsymbol{\varphi}$=30^0. Временная нагрузка на поверхности земли вокруг резервуара $\boldsymbol{P_{зир}}$=25 кН/м^2. Резервуар возводится в III снеговом районе. Класс бетона B20. Класс арматурной стали A-400. Коэффициент надежности по назначению в соответствии с ГОСТ 27751-2014 принимаем равным: γ_n=1,0.

2. Расчёт разрезного ригеля

2.1. Состав конструкций и компоновка покрытия резервуара

Используя свои исходные данные, нужно начертить фрагмент схемы расположения элементов, один из вариантов которого приведен на рис.2.1

Покрытие состоит из ребристых плит и разрезных ригелей, т.е. из изделий, являющихся массовыми для промышленного строительства.

Номинальная ширина плит П2 и П3 (рис.2.1) обычно равна 1,5м, но может составлять и 3м. В последнем случае плиту изготовляют с тремя продольными ребрами. Плиты П1 являются доборными, их номинальная ширина 0,75м. Плиты устанавливаются либо на полки ригелей таврового сечения, либо по верху ригелей прямоугольного сечении. Плиты крайних пролетов одним концом опирают на стену с приваркой всех продольных ребер.

Средние ригели опирают на торцы колонн. Крайние ригели опирают одним концом на торец колонны, а другим, имеющим подрезку, на стену резервуара.

Колонны сечением 400х400мм без консолей заделывают в фундаменты стаканного типа.

Стены, на которые опираются ригели, усилены поверху обвязочной балкой, а перпендикулярные им стены, на которые опираются ребра плит, этой балки не имеют (рис.2.1).

При выполнении расчетов ширину плит нужно стремиться принять равной типовой, а при невозможности - близкой к этому значению. Является допустимым увеличение зазора между боковыми гранями смежных плит против стандартного значения, равного 15мм понизу.

Разработанная компоновка покрытия должна быть утверждена преподавателем.

2.2. Краткие сведения о конструкции и конструировании ригелей

Рекомендуемая высота сечения ригеля h = (1/14-1/10) l_1. Ее нужно принять кратной 50мм при h≤600мм и кратной 100мм при h>600мм. Рекомендуемая ширина сечения b= (0,3-0,4)h. Она должна быть округлена до размеров 150, 180, 200, 220, 250мм и далее кратно 50мм.

Полученные таким образом размеры сечения, являются предварительными. Окончательно они будут определены после статического расчета.

Рассмотрим армирование ригеля с прямоугольным сечением (рис.2.2). Стержни позиций (в дальнейшем поз.) 3 и 4 являются продольной рабочей арматурой. Она необходима для восприятия растягивающих усилий, возникающих от действия изгибающих моментов (рис.2.3). Площадь сечения этой арматуры определяется по максимальному значению момента в пролете. Следует стремиться подобрать стержни одинакового диаметра, а если это сопряжено с перерасходом арматуры, то не более двух диаметров. При этом стержни с большим значением диаметра располагают в нижнем ряду (поз.3), так как согласно эпюре деформаций здесь удлинение больше, чем на уровне стержней поз.4.

Значение момента убывает по мере приближения к опоре (см.рис.2.3), поэтому за грань опоры заводят не все стержни, а только часть в зависимости

от ширины сечения ригеля b:

– один стержень при b <150мм;

– два стержня при 150 <b <350мм;

– три стержня при b>350мм.

Остальные стержни, т.е. стержни поз.4, обрывают там, где они уже не требуются по расчету. Места обрыва стержней определяют с помощью эпюры материалов (см.рис.2.3, б).

Сечение стержней, заводимых за грань опоры, должно быть не менее $A_{s,min}$=0,0005bh_o (табл.38 [2], табл.47 [3]). Для возможности свободной укладки арматурного каркаса в форму торцы этих стержней, как и торцы стержней поз. 6 и 7, должны отстоять от торцов ригеля на расстоянии 10 мм (п.5.9 [2], п.5.37 [3]). Это значение относится к балкам длиной до 9 м.

Расстояние по высоте сечения между осями стержней поз.3и 4, т.е. значение величины V_1, следует принять по строке 4 в табл. П.3.2, прил. 3, ориентируясь на диаметр стержней поз. 3.

Стержни поз. 5 – это рабочая поперечная арматура (хомуты). Ее назначение – воспринимать растягивающие усилия, возникающие от действия поперечных сил (рис.2.3). Сечение и шаг поперечных стержней определяют расчетом по максимальному значению поперечной силы. Минимальные значения диаметра и шага поперечных стержней приведены соответственно в строках 2 и 3 (табл. П.3.2, прил. 3). Ось первого поперечного стержня (как и последнего) должна отстоять от торца продольного стержня на расстоянии не менее 20 мм и не менее диаметра продольного рабочего стержня.

Поскольку значение поперечной силы убывает по мере приближения к середине пролета (см, рис.2.3), то шаг поперечных стержней не одинаков: на приопорных участках (равных при равномерно распределенной нагрузке 1/4 пролета, а при сосредоточенных нагрузках - расстоянию от опоры до ближайшего груза, но не менее 1/4 пролета) его принимают равным S_{w1}, а в средней части пролета –S_{w2}((табл. П.3.2, прил. 3).).

Стержни поз. 6 называют монтажной арматурой. Без нее невозможно

образовать каркас (прил. 2.2). К тому же она необходима для восприятия растягивающих усилий, возникающих при транспортировании и монтаже ригеля.

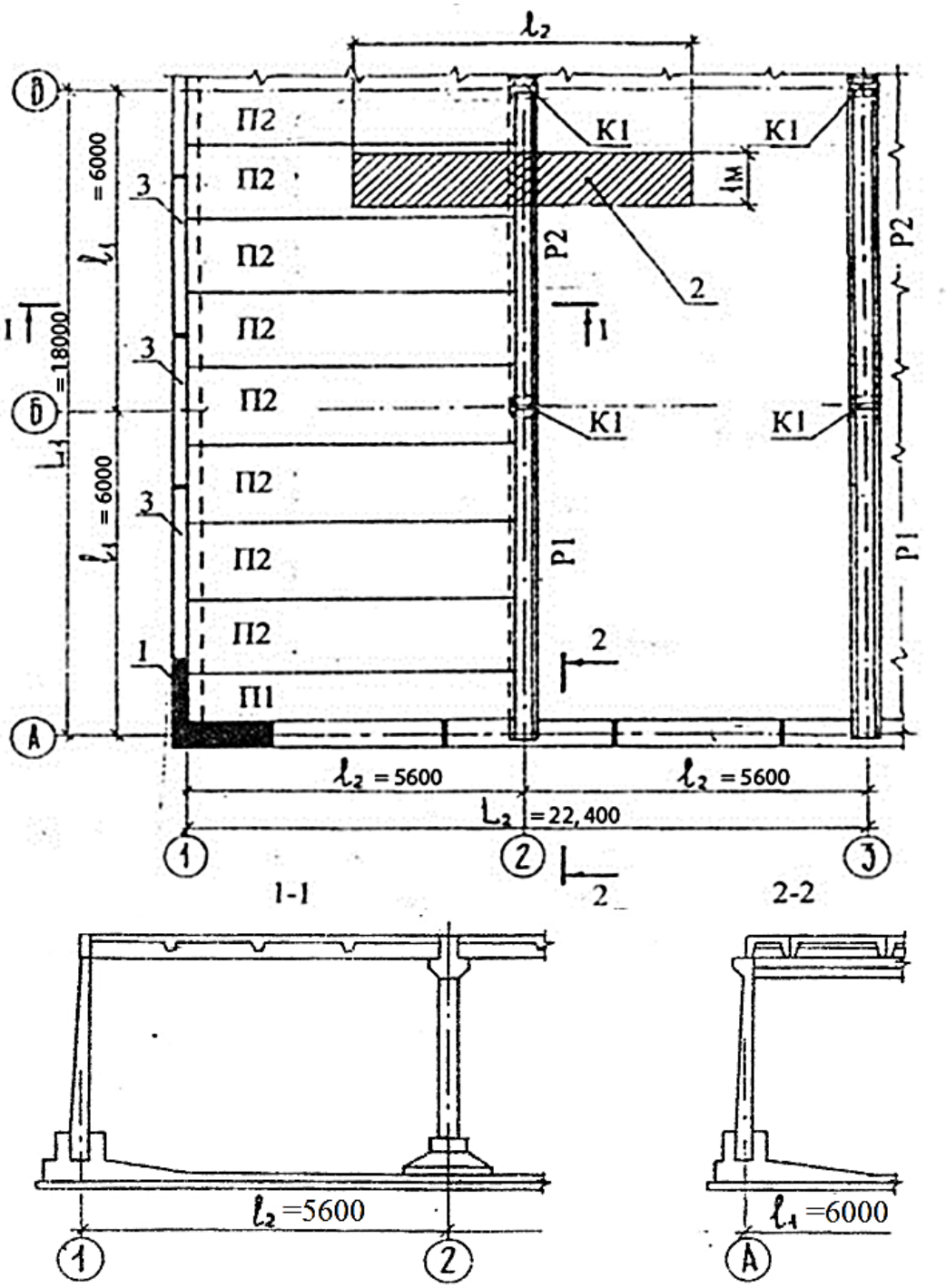
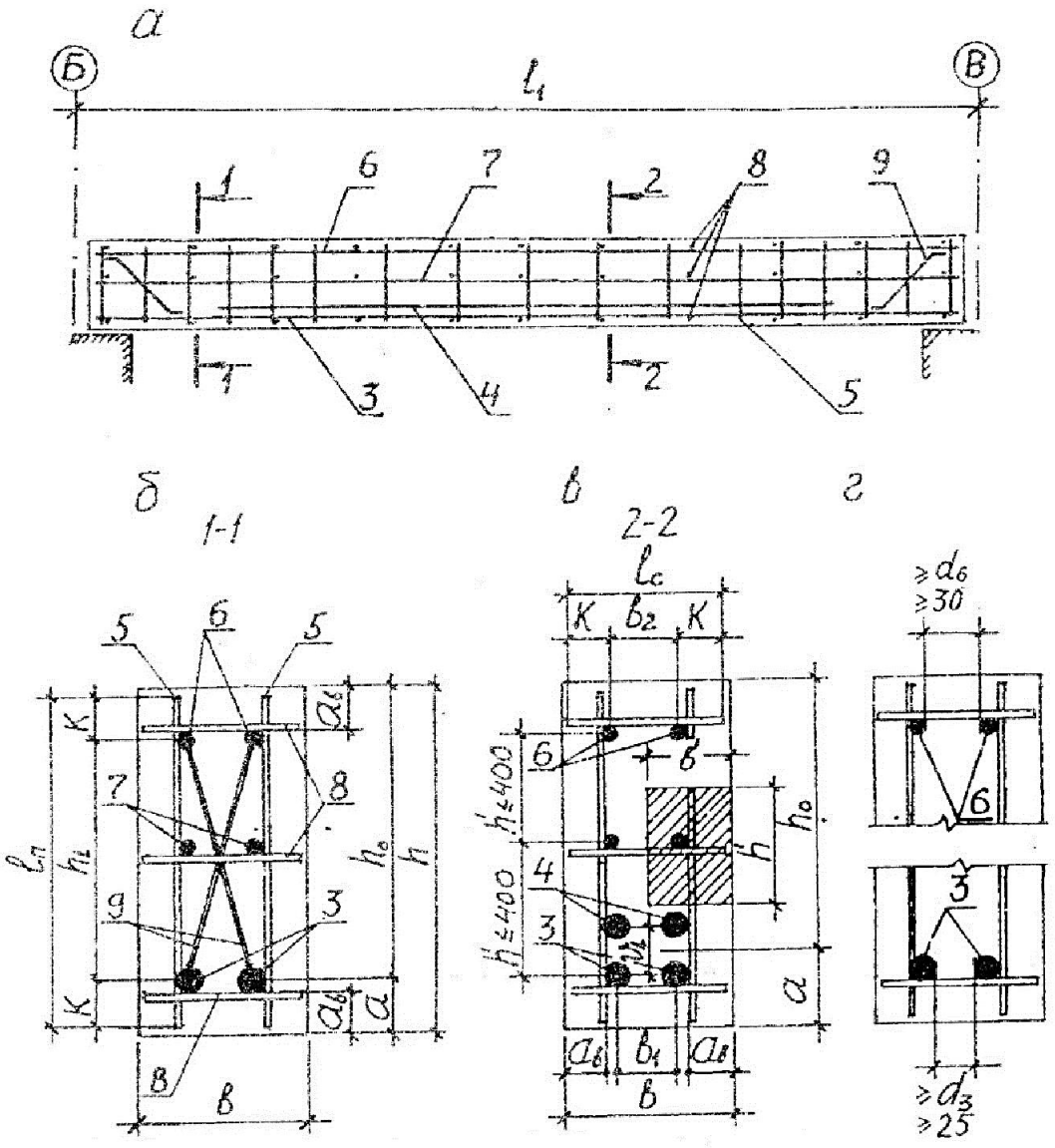


Рис.2.1. Фрагмент схемы расположения сборных элементов:
1-монолитные участки стены;2-площадь, нагрузка с которой передается на 1пог.м ригеля;3-сборные стеновые панели.

Примечание: для цилиндрического резервуара план будет не прямоугольный, как показано на рисунке 2.1, а круглый.



$h_4 = h - 2a_b - 0{,}5d_3 - 0{,}5d_6$ $\quad$ $b_1 = b - 2a_b - d_3$ $\quad$ $b_2 = b - 2a_b - d_6$

$l_n = h_1 + 2k$ $\quad$ $l_c = b_1 + 2k$ $\quad$ $l_c = b_2 + 2k$

Рис.2.2. К армированию ригеля:

а – схема армирования (фиксаторы для обеспечения проектного положения арматуры условно не показаны); б – к определению размеров пространственного каркаса по высоте сечения; в-тоже, но по ширине сечения (сварные швы условно не показаны);г – минимальные расстояния в свету между продольными стержнями

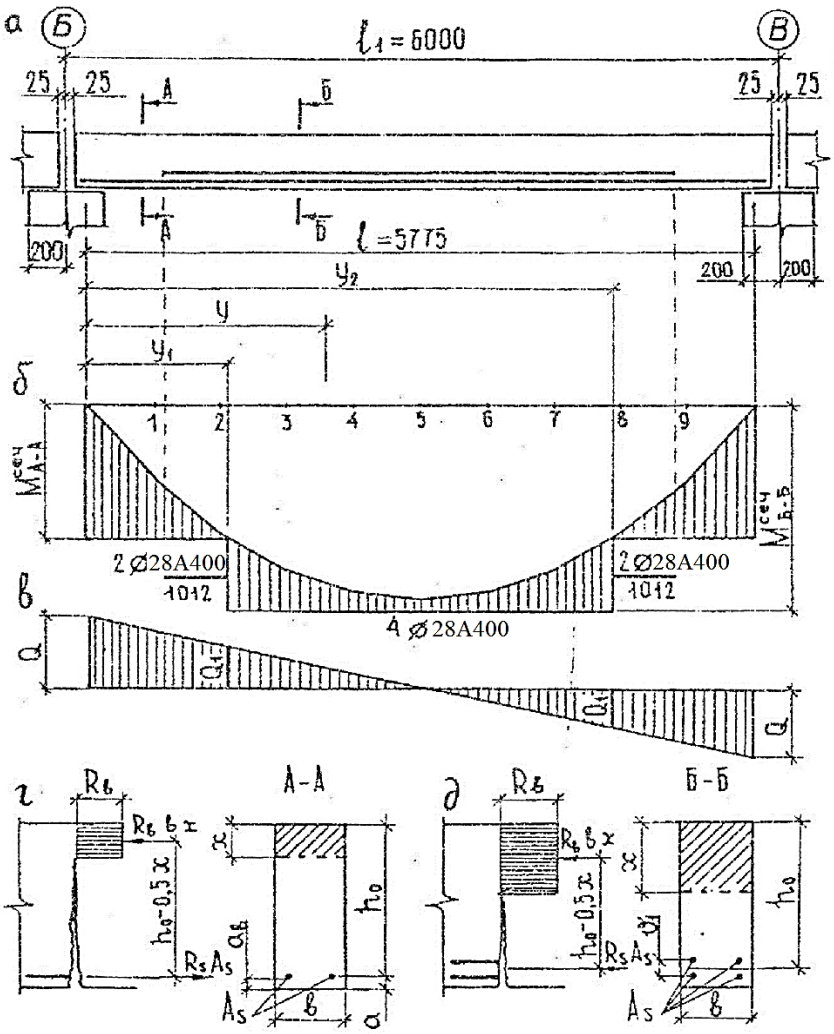


Рис 2.3. К построению эпюры материалов:

а – фасад балки (хомуты и монтажная арматура условно не показаны);

б – эпюра изгибающих моментов и эпюра материалов;

в – эпюра поперечных сил; г,д – поперечные сечения элемента, схемы внутренних усилий и эпюры напряжений

Кроме того, она является анкером для поперечных стержней. Поэтому диаметр монтажных стержней должен быть не менее 0,8 диаметра поперечных стержней (п. 5.70 [3]). Обычно в балках диаметр монтажных стержней принимают равным 10 мм и больше.

Стержни поз. 7 носят название конструктивной продольной арматуры. Их предусматривают в случаях, когда h>700 мм (п. 5.21 [2], п. 5.63 [3]) и ставят только у боковых граней по высоте сечения (см.рис. 2.2, б, в) с расстояни-

ем между осями продольных стержней не более 400 мм. Площадь сечения каждого стержня должна быть не менее 0,001 b'h', где b' - половина ширины ригеля (но не более 200 мм), h' - расстояние между осями смежных продольных стержней (см. рис. 2.2, в). При отсутствии рассматриваемой арматуры максимальное значение ширины раскрытия трещин (особенно наклонных) находится не на уровне центра тяжести продольной рабочей арматуры, а значительно выше. Так что стержни поз. 7 сдерживают раскрытие трещин на этих участках.

Сечения ригеля (см. рис.2.2, б, в) свидетельствуют, что два плоских сварных каркаса объединены в пространственный с помощью соединительных стержней (поз. 8). Последние необходимы для ограничения развития продольных трещин по ширине сечения. Их диаметр принимают равным диаметру вертикальных поперечных стержней. Шаг соединительных стержней должен быть не более 600 мм и не более удвоенной ширины ригеля (п. 5.22 [2, п. 5.54 [3]). А если при расчете нормальных сечений учитывались продольные сжатые стержни (поз. 6, а может быть и поз. 7), то для предотвращения их выпучивания соединительные стержни в сжатой зоне должны ставиться, как в колоннах, т.е. на расстоянии не более 500 мм и не более: при вязаных каркасах - 15 d, сварных - 20 d (п. 5.22 [2], п, 5.59 [3]), где d - наименьший диаметр сжатых продольных стержней.

Стержни поз.9, т.е. диагональные стержни-связи (см.рис.2.2,а,б), необходимы для обеспечения пространственной жесткости каркасов при их складировании и перевозке их рекомендуется принимать Ø10 из стали класса А-240.

Для удобства укладки и уплотнения бетонной смеси расстояние в свету между продольными стержнями (зазор) по ширине сечения должно удовлетворять требованиям, указанным на рис.2.2, г. Если уплотнение осуществляется с помощью штыковых вибраторов, то зазор должен обеспечивать свободное прохождение штыка.

Длину стержней поз. 5 нужно определить, используя рис.2.2,б, а длину стержней поз. 8 - рис.2.2,в. Но для этого нужно знать значения величин К и a_b.

Значения К приведены в табл. П 3.2. Значение $a_в$ для балок с h≥250 мм должно быть не менее 20 мм и не менее максимального диаметра продольной рабочей арматуры, т.е. не менее dз, где индекс при диаметре означает номер позиции стержня (п.5.5 [3], п. 5.33 [3]). Кроме того, д/ш стержней, расположенных понизу сечения значение $a_в$ снизу и сбоку должно быть кратно 5 мм, что необходимо в целях стандартизации фиксаторов положения арматуры (п. 5.120 [3]).

2.3. Пример расчета разрезного ригеля

2.3.1. Вычисление нагрузок на 1 м² покрытия резервуара

Расчет нагрузки выполнен в табл. 2.1

Таблица 2.1

Нагрузка на 1 м² плиты

Нагрузка	Нормативная нагрузка, кН/м²	Коэффициент γ_f	Коэффициент γ_n	Расчетная нагрузка, кН/м²
Постоянная				
Плиты	g_{1n}=2,75	1,10	1,0	$g_1=g_{1n}\gamma_f\gamma_n$=2,874
Цем. стяжка толщиной 0,025 м и плотностью 22 кН/м³	g_{2n}=0,55	1,30	1,0	$g_2=g_{2n}\gamma_f\gamma_n$=0,679
Гидроизоляционный ковер	g_{3n}=0,10	1,30	1,0	$g_3=g_{3n}\gamma_f\gamma_n$=0,124
Засыпка грунтом толщиной 1м и плотностью 17 кН/м³	g_{4n}=17,00	1,15	1,0	$g_4=g_{4n}\gamma_f\gamma_n$=18,57
Итого: g_n=20,40				Итого: g=22,25
Временная				
Снеговая для III р-на	$S_0\mu$= 1,286	1,4	1,0	$V_{sh}=S_0\mu\gamma_f\gamma_n$= 1,71
Полная	q_n= 21,69	-	-	$q=g+V_{sh}$= 23,96

Предварительные размеры сечения ригеля: h=6/10=0,6м. b=(0,3÷0,4) 0,6=0,18÷0,24 м. Итак, задаемся h=0,6 м, b=0,2 м. Расчетный вес участка ригеля длиной 1 м (при плотности ρ=25 кН/м³) $g_p=b\cdot h\cdot 1$

$\rho \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n$=0,2x0,6x1x25x1,1x0,95=3,135 кН.

Полная расчетная нагрузка, расположенная на полосе шириною 1 м и длиною l_2 (см. рис.2.1), т.е. нагрузка на 1 м длины ригеля,

$q' = q l_2 + g_p$=23,96x5,6+3,135= 137,3 кН/м.

2.3.2. Статический расчет

В статическом отношении ригель представляет собой свободно опертую балку на двух опорах (см.рис 2.3,а). Необходимо определить значение расчетного пролета, вычислить изгибающие моменты в точках 1, 2, 3 и т.д. (отстоящих друг от друга на расстоянии $0{,}1 \cdot l$) и затем построить эпюру изгибающих моментов (см. Рис. 2.3,б). Определить поперечные силы по оси опор, построить эпюру поперечных сил (см. Рис. 2.3, в).

Эпюру напряжений под концом ригеля принимаем в виде прямоугольника. Следовательно опорная реакция делит конец ригеля пополам. Тогда расчетный пролет ригеля $l = l_1$-(25+175/2)2=5775 мм = 5,78 м. (Табл. 2.2.)

Таблица 2.2

Изгибающие моменты в сечениях ригеля

Точки	Коэффициент β	Множитель q' l^2	Изгибающие моменты $M = \beta q' l^2$, кН·м
1;9	0,045	$137{,}3 \cdot (5{,}78)^2$	206,4
2;8	0,080	$137{,}3 \cdot (5{,}78)^2$	367,0
3; 7	0,105	$137{,}3 \cdot (5{,}78)^2$	481,6
4; 6	0,120	$137{,}3 \cdot (5{,}78)^2$	550,4
5	0,125	$137{,}3 \cdot (5{,}78)^2$	573,4

Поперечная сила $Q = q' l/2$=137,3x5,78/2=396,8 кН.

2.3.3. Уточнение размеров сечения ригеля

Полезную или рабочую высоту сечения, т.е. расстояние от центра тяжести сечения продольной растянутой арматуры до сжатой грани, определяют по формуле:

$$h_0 = \sqrt{M / b R_b \alpha_m}\ , \qquad (1)$$

где М – максимальный изгибающий момент, Н·см;

α_m – коэффициент, принимаемый по прил.3 в зависимости от оптимального значения относительной высоты сжатой зоны $\xi_{опт}$, которое находится в пределах от 0,3 до 0,4;

R_b – расчетное сопротивление бетона сжатию, Н/см^2 (табл. П 1.1., прил.1);

b – ширина ригеля (прямоугольное сечение), см; она была предварительно принята раньше при подсчете нагрузки.

Затем полезную высоту сечения следует найти из условия, обеспечивающего прочность после бетона, расположенной между наклонными трещинами. Принимая в формуле (8.55) [1] коэффициент $\varphi_{в1}$=0,3, получаем

$$h_0 = Q/(0{,}3R_b \cdot b), \qquad (2)$$

где Q – максимальная поперечная сила, Н.

Из двух значений h_o выбирают наибольшее. Высоту сечения определяют из выражения h=ho+a (см. рис. 2,2, б), где, а – расстояние от центра тяжести сечения продольной арматуры до растянутой грани. Полученное значение h необходимо округлить с кратностью, указанной в п.2.2. Если соотношение между h и b не соответствует рекомендуемому, необходимо изменить b и произвести перерасчет ho и h.

Предварительно принятые размеры сечения ригеля h=60см, в=20см уточняем по максимальным значениям момента и поперечной силы: M_{max}=573,4кН*м=57340000 Н*см; Q_{max}=396,8кН=396800Н.

<u>Решение.</u> Поскольку в состав нагрузок не входят нагрузки непродолжительного действия (ветровые нагрузки, крановые нагрузки и т.п.), коэффициент условий работы бетона, учитывающий длительность действия нагрузки, γ_{b2}=0,9 (табл. 15 [2]). Соответствующее классу бетона значение R_b=10,5МПа=1050 Н / см^2 (табл П 1.1, прил.1).

Задаемся $\xi_{опт}$=0,35. Соответствующее ему значение α_m=0,289 (табл. П. 3.2, прил.3). Тогда по формуле (1):

$$h_0 = \frac{\sqrt{57340000}}{0{,}289*1050*20} = 97{,}2 \text{ см},$$

по формуле (2):

$$h_0=396800 / (0,3\cdot1050\cdot20)=63,0 \text{ см.}$$

Задаемся d=2,8 см. При однорядном расположении стержней продольной растянутой арматуры (см.рис. 2.2,б) величина $a=a_b+0,5d$, при двухрядном (см.рис. 2,2,в) – $a=a_b+0,5d+0,5v_1$. Принимаем $a_b=3,0$ см. Расстояние между осями стержней продольной арматуры по высоте сечения ригеля указано в строке 4 табл.П.3.2. При d=2,8см величина $v_1=6,0$ см. Таким образом, a=3+0,5x2,8+ 0,5x6=7,4 см h=97,2+7,4= 104,6см= 100см. Отношение b/h=20/100=0,2 не удовлетворяет установленным требованиям. Необходимо произвести перерасчет,

Задаемся b=30 см. По формуле (1) получаем ho=79,4 см. Тогда h=79,4+7,4=86,8 см =90 см. Отношение b/h=30/90=0,333 приемлемо.

Окончательно принимаем h=90 см, b=30см

2.3.4. Подбор продольной арматуры

Подбор (расчет) арматуры производят по максимальному моменту. Так как размеры сечения ригеля были определены по максимальному моменту и при оптимальном значении ξ (что значительно меньше величины ξ_R, определяемой по формуле 8.1[1]), то по расчету продольная сжатая арматура не потребуется. Монтажную арматуру в расчете не учитывают, что идет в запас прочности. Поэтому необходимо воспользоваться формулами для прямоугольного сечения с одиночной арматурой. Схема расчета такова:

$$h_0=h-a,\ \ \alpha_m=M/R_b b h_0^2;\ =>\xi=>A_s=\xi\cdot(R_b/R_s)\cdot b\cdot h_0,$$

где A_s – площадь сечения стержней продольной растянутой арматуры, см^2;
R_s – расчетное сопротивление арматуры растяжению, Н/см^2 (табл. П. 2.1., прил.2).

Реализуя схему расчета, определяем площадь сечения рабочей арматуры класса А400 при расположении стержней в два ряда.

Решение. Классу А-400 соответствует R_s=350МПа=35000Н/см^2. Рабочая высота сечения h_0=90-7,4=82,6см(см.рис.2.2,в)

Коэффициент α_m=57340000/(1050·30(82,6)^2=0,267; относительная высота сжатой зоны $\xi=1-\sqrt{1-2\alpha m}=1-\sqrt{1-2\cdot 0{,}267}=0{,}317$

Требуемая по расчету площадь сечения арматуры As=0,317(1050/35000)·30·82,6=23,6 см^2. Принимаем 4Ø28 А-400, фактическая As=24,63 см^2 (табл. П. 2.2.)

Поскольку полученный по расчету диаметр (28 мм) не отличается от ранее принятого (28 мм), расчет считается законченным. При несовпадении, необходимо произвести перерасчет, задавшись новыми величинами: d; $a_{b;}$ v_1 и повторить цепочку расчета.

2.3.5. Подбор поперечной арматуры

Подбор (расчет) поперечной арматуры производят в тех случаях, когда

$$Q>0{,}5\cdot R_{bt}\cdot b\cdot h_0. \qquad (3)$$

Левая часть этого неравенства представляет собой максимальную поперечную силу, а правая минимальную поперечную силу, воспринимаемую элементом без хомутов. Здесь коэффициент 0,5 принят для тяжелого бетона, а R_{bt} - расчетное сопротивление бетона осевому растяжению, Н/см^2 (табл. П. 2.1.)

Согласно [1] расчет прочности элементов на поперечную силу выполняется по п.п. 8.1.31-8.1.33. Учитывая, что на ригель опирается не менее 4-х продольных ребер плит перекрытия, воспользуемся рекомендациями [3] и расчет выполним с учетом действия равномерно распределенной нагрузки.

Схема подбора поперечной арматуры такова:

$q_{sw}=Q^2/(4\varphi_{b2}R_{bt}bh_0^2)\geq(0{,}25\cdot R_{bt}\cdot b)$;

$S_{max}=(\varphi_{b2}R_{bt}bh_0^2)/Q$; $a_{sw}=(q_{sw}S_w)/(R_{sw}n_{sw})$;

где q_{sw} – усилие, которое должны воспринимать поперечные стержни на единицу длины ригеля, Н/см;

Q – максимальная, поперечная сила, Н;

φ_{b2} = 1,5 (для тяжелого бетона);

S_{max} – максимальное расстояние между осями поперечных стержней, см;

a_{sw} – площадь сечения одного поперечного стержня, см^2;

S_w – шаг поперечных стержней на приопорных участках, (в см), принятый окончательно путем сопоставления его с шагом S_{max}, указанным в табл. П. 3.2.)

R_{sw} – расчетное сопротивление поперечной арматуры, Н/см^2 (табл. П. 2.1.)

n_{sw} – число поперечных стержней, расположенных в одном нормальном сечении ригеля.

В нашем случае расчет прочности наклонных сечений выполняется с учетом расчета, выполненного в п.2.3.4. Ригель армирован двумя плоскими каркасами. Поперечные стержни из стали классов А-400.

Решение. Заданному классу бетона соответствует Rbt=0,8МПа=80Н/см^2. Стали класса А400 соответствует Rsw=280МПа=28000 Н/см^2.

При однорядном расположении стержней величина a=3,0+0,5x2,8=4,4см; ho=90-4,4=85,6 см.

Так как Q=396800 Н>0,5·80·30·85,9=102720 Н (по формуле 3), необходим расчет поперечной арматуры.

$q_{sw}=(396800)^2/4\cdot1,5\cdot80\cdot30(85,6)^2=1492,2$ Н/см > (0,25·80·30)=600 Н/см

Принимаем q_{sw}=1492,2 Н/см.

$S_{max}=(1,5\cdot80\cdot30(85,6)^2)/396800=66,5$ см

Так как h=90 см> 45 см, то $S_{w1} = \begin{cases} \le h/3 = 90/3 = 30 \ см; \\ \le 50 см; \\ \le S_{max} = 66,5 \ см \end{cases}$

Сопоставляют все три значения и из них выбирают наименьшее. Округляют его в сторону уменьшения с кратностью 5см. В данном случае принимаем S_w=30 см. Поскольку это значение больше того, что указано в строке табл. П 3.2. для d=28 мм, то приварка поперечных стержней сварочной маши-

ной вполне осуществима.

Тогда a_{sw}=(1492,2·30)/(28000·2)=0,799 см^2

Принимаем диаметр равный 12 мм по табл. П 2.2. Это значение не меньше значения d_w, приведенного в строке 2 по табл. П 3.2. Следовательно, пережог поперечного стержня во время изготовления каркаса исключен. Итак, фактическая площадь сечения составляет 1,131 см^2.

Шаг поперечных стержней в средней части пролета

$$S_{w2}\begin{cases}\leq (3/4)\mathrm{h} = (3/4)90 = 67,5\ см \\ \leq\ 50см;\end{cases}$$ Принимаем S_{w2}=50см.

2.3.6. Построение эпюры материалов (арматуры)

Эпюра материалов базируется на расчетах по п.п. 2.3.3 и 2.3.4.

<u>Решение.</u> Так как в рассматриваемом случае 15см<Ь<35см, то за грань опоры необходимо завести два стержня. Принимаем решение завести за грань опоры стержни нижнего ряда (2 Ø28 А400) и оборвать в пролете стержни верхнего ряда (2Ø28 А400) (см.рис. 2.3,а).

Вычисляем расчетную несущую способность сечения А-А (см.рис.2.3,г): высота сжатой зоны бетона

$x = R_sA_s / R_bb$=35000·12,315/1050·30=12,315 =13,7см,

Несущая способность сечения $M_{A\text{-}A}^{сеч} = R_sA_s(h_0 - 0,5x)$ =

=35000· 12,315(85,6-0,5· 13,7)=339,430·10^5 Н·см=339,43 кН·м.

Это значение откладываем вниз от горизонтальной линии эпюры изгибающих моментов и проводим параллельно ей отрезок прямой (см.рис.2.3,б). Последний пересекается с кривой эпюры изгибающих моментов в двух местах. Эти места называют местами теоретического обрыва стержней. Из точек теоретического обрыва стержней проводим вниз короткие вертикальные линии. На участке между этими линиями изгибающий момент в любом нормальном сечении больше несущей способности сечения А-А. Следовательно, нужно вклю-

чить в работу стержни верхнего рада. Вычисляем расчетную несущую способность в сечении Б-Б:

x =35000·24,63/1050·30=27,37 см;

$M_{Б-Б}^{сеч}$ = 35000·24,63(82,6 - 0,5 · 27,37) = 594·10^5 Н см = 594,1 кН·м.

Это численное значение откладываем вниз от горизонтальной линии эпюры изгибающих моментов и проводам параллельно ей отрезок прямой. Фигура, включающая в себя эпюру изгибающих моментов и все то, что заштриховано на рис.2.3,б, называется эпюрой материалов.

Для того, чтобы оборванные стержни работали в местах теоретического обрыва с полным расчетным сопротивлением, их продолжают в каждую сторону либо на величину W, либо на l_{an} (принимается наибольшее значение). Таким образом, длина стержней верхнего ряда равна расстоянию между точками теоретического обрыва плюс 2W или $2l_{an}$

Длину запуска стержней за точку теоретического обрыва, обеспечивающую прочность наклонного сечения по моменту, вычисляют по формуле

$W=Q_1/2q_{sw}+5d$,

где Q_1 – поперечная сила в нормальном сечении, проходящем через точку теоретического обрыва, Н;

q_{sw} – усилие, воспринимаемое принятыми хомутами, Н/см;

d – диаметр обрываемого стержня, см.

Расстояние от оси опоры до места теоретического обрыва представляет собой абсциссу точки пересечения прямой

$M_{A-A}^{сеч}$ = 339,43 кН · м с параболой $M_y = 0{,}5q'lY - 0{,}5q'lY^2$.

Принимаем $M_y = M_{A-A}^{сеч}$ и приводим уравнение к общему вид

$Y^2-lY+ (M_{A-A}^{сеч}/0{,}5q')=0$

$Y^2-5{,}78\cdot Y+ 339{,}43/(0{,}5\cdot 137{,}3)=0$ или $Y^2-5{,}78Y+4{,}95=0$ тогда

$Y_1=5{,}78/2-\sqrt{\frac{5{,}78}{2}} - 4{,}95 = 1{,}05$ м

$Y_2=5{,}78/2+\sqrt{\frac{5{,}78}{2}}-4{,}95 =4{,}73$ м (см. рис. 2.2,б)

Поперечную силу в месте теоретического обрыва определяем из подобия треугольников по эпюре поперечных сил (см. рис. 3,в)

$Q_1=(Q/0,5l)\cdot(0,5l-Y_1)=(396,8/0,5\cdot5,78)\cdot(0,5\cdot5,78-1,05)=252,6$ кН

Усилие в хомутах на единицу длины ригеля

$q_{sw}=(28000\cdot1,131\cdot2)/30=2011,2$ Н/см

Длина заделки

$W = 252600/(2\cdot2011,2)+5\cdot2,8 = 76,8$ см.

Длина зоны анкеровки должна быть не менее l_{an}, (см п.10.3.25[1])не менее 15d; не менее 200 мм и не менее 0,3 $l_{0,an}$ (см. п.п. 10.3.24-25 [1]), где:

$l_{an} = \alpha\cdot l_{0,an}\frac{As,cal}{As,ef}=1\cdot122,6\cdot\frac{23,6}{24,63} = 117,5$см, где

$l_{0,an}=R_s\cdot A_s/R_{b0hdu1}=35000\cdot6,158/200\cdot8,79$, где

$R_{b0hd}=\eta_1\cdot\eta_2\cdot R_{bt}=2,5\cdot1\cdot80=200$

Таким образом, длина стержней верхнего ряда

l $-2y_1+2w=5,78-2-1,05+2\cdot1,175=6,03$ м, что больше длины арматуры первого ряда и длины ригеля, чего не может быть. Принимаем длину арматуры второго ряда аналогичную первому.

2.3.7. Проверка анкеровки продольной растянутой арматуры на опоре

Проверку анкеровки производят с целью исключить возможность проскальзывания арматуры в бетоне. Анкеровка считается обеспеченной, если фактический запуск стержней продольной растянутой арматуры за грань опоры равен или больше значений, указанных в п.10.3.25[1].

Используя данные предыдущих примеров, проверяем анкеровку на опоре.

Решение. Так как $Q>0,5R_{bt}bh_0$ (см. п 2.3.5.), то длина запуска стержней за внутреннюю грань опоры должна быть не менее $15d=15\cdot2,8=42$ см, что больше чем 20см и больше 0,3 $l_{0,an}=0,3\cdot122,6=36,8$см. В действительности стержни заведены за грань опоры на 20-1=19 см, где 1 см - расстояние от торца ригеля до торца стержня, следовательно, анкеровка силами оцепления не обеспечена. Необходима помощь анкерного устройства. По этой причине концы стержней

должны быть приварены к надежно заанкеренным опорным закладным деталям (расчёт закладных деталей выполняется по приложению Б [1]).

3. Расчет стены сборного железобетонного резервуара, прямоугольного в плане

3.1. Общие сведения о расчете

При гидравлическом испытании резервуара стена подвергается кратковременному давлению воды (при отсутствии обсыпки), а в стадии эксплуатации - кратковременному боковому давлению грунта (при опорожнении резервуаре). Кроме того, в стадии эксплуатации стена испытывает одновременное длительное воздействие грунта и вода. Чтобы повысить надежность работы стены, вертикальные нагрузки, приложенные к ней, не учитывают, так как в процессе эксплуатации резервуара могут быть периоды, когда на покрытии отсутствует засыпка.

При расчете стены мысленно выделяют вертикальную полосу шириной 1 м вместе с находящимися на ней нагрузками. Полагают, что эта полоса жестко защеплена внизу и шарнирно закреплена вверху (рис.3.1).

3.2. Расчетная схема и нагрузки

Расчетная схема для расчета стенки резервуара приведена на рис.3.1

Расчетная нагрузка от давления воды на уровне защемления (рис.3.1,б)

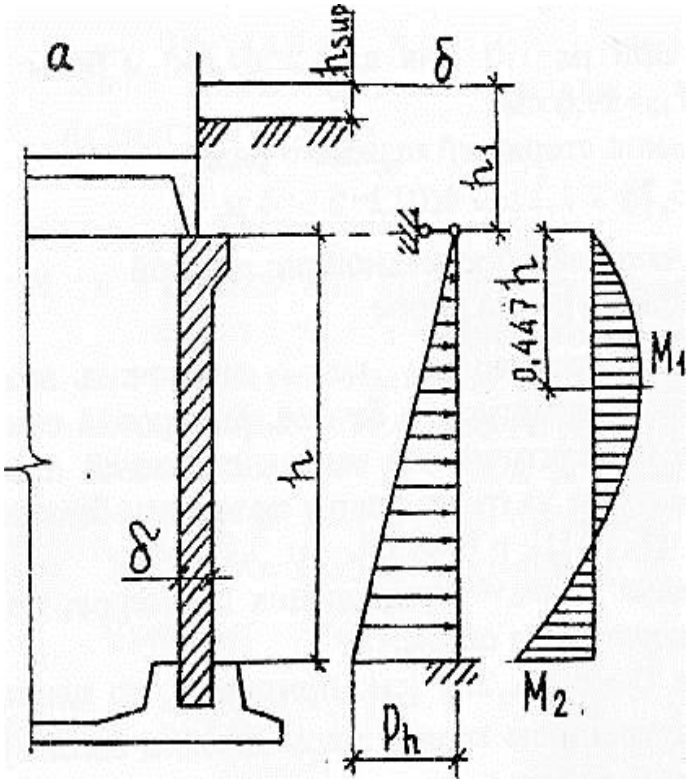
$$P_h = \gamma_f \gamma_n \rho_в h, \qquad (4)$$

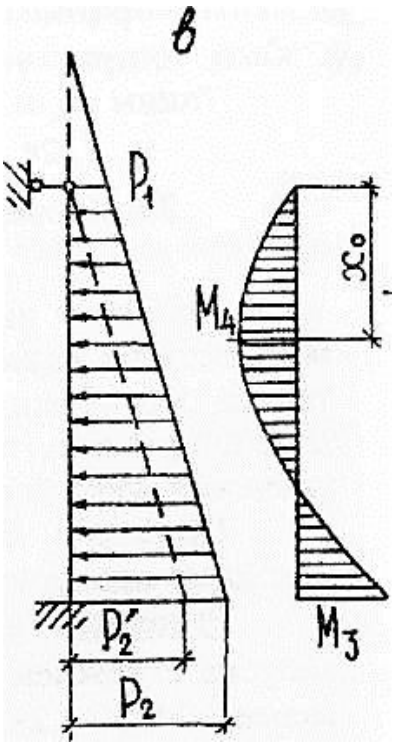
где $\gamma_f = 1{,}1$ – коэффициент надежности по нагрузке;

$\rho_в$=10 – плотность воды, кН/м^3.

Временную равномерно распределенную нагрузку P_{sup}=10- 25кН/м^2, находящуюся вокруг резервуара на поверхности грунта, заменяют эквивалентным слоем грунта высотой $h_{sup} = P_{sup} / \rho_{гр}$,

где $\rho_{гр}$ – плотность грунта.





Если расстояние от уровня земли (с учетом h_{sup}) до верха стенки обозначить hi, то расчетная нагрузка от бокового давления грунта на уровне соответственно верха стеновой панели P_1 и защемления P_2 (см.рис.3.1,в) имеет значения

$$P_1 = \gamma_f \cdot \gamma_n \cdot \rho_{гр} \cdot h_1 \cdot tg^2 \cdot (45^0 - 0.5 \cdot \varphi); \quad (5)$$

$$P_2 = P_2^{/} + P_1 = \gamma_f \cdot \gamma_n \cdot \rho_{гр} \cdot h \cdot tg^2 \cdot (45^0 - 0.5 \cdot \varphi) + P_1; \quad (6)$$

где γ_f – коэффициент надежности по нагрузке

(для насыпного грунта 1,15);

φ – угол внутреннего трения грунта (колеблется от 30 до 45°)

3.3. Определение изгибающих моментов и расчет рабочей (вертикальной) арматуры

Изгибающие моменты от давления воды (см.рис.3.1,б):

$$M_2 = -\frac{P_h h^2}{15}; \tag{7}$$

$$M_1 = \frac{P_h h^2}{33,3}. \tag{8}$$

Изгибающие моменты от давления грунта (см.рис.3.1,в):

$$M_3 = -\frac{(P_2 - P_1)h^2}{15} - \frac{P_1 h^2}{8}; \tag{9}$$

$$M_4 = [0,1(P_2 - P_1) + 0,375P_1]hx_0 - \frac{(P_2 - P_1)x_0^3}{6h} - \frac{P_1 x_0^2}{2}, \tag{10}$$

где расстояние хо определяется из уравнения

$$0,1(P_2 - P_1)h + 0,375P_1 h - \frac{0,5(P_2 - P_1)x_0^2}{h} - P_1 x_0 = 0. \tag{11}$$

Стену рассчитывают на изгиб от давления воды и грунта раздельно. По каждому из ранее вычисленных моментов производят подбор продольной арматуры как для прямоугольного сечения с шириной b= 100см и высотой h=t. Толщину стены t и глубину заделки ее в паз днища нужно принять по табл.3.1

Таблица 3.1

Высота стеновой панели, толщина панели понизу, глубина заделки, мм

Высота панели	2400	3000	3600	4200	4800	5400	6000
Толщина стены Глубина заделки	140 300	140 300	180 300	230 350	240 350	300 400	320 450
Примечание. Толщина поверху у всех стеновых панелей одинакова и составляет 140мм (без учета обвязочной балки). Панели высотой 3600мм и более име-							

При вычислении величины $a=a_b+0,5d$, нужно задаться

a_b=1,5 см (п.5.5 [2]) и принять d=1,0 ÷ 1,2 см

Коэффициент условий работ бетона γ_{b2} принять равным единице вследствие кратковременности действия нагрузок.

Назначают по две сетки с каждой стороны сечения: по одной на всю высоту стены и по одной в нижней части. Вертикальные стержни являются продольной рабочей арматурой, а горизонтальные - распределительной арматурой (ее диаметр нужно принимать по табл. П.3.4).

3.3.4 Пример расчета стены сборного резервуара, прямоугольного в плане

Если высота панели 4,8 м, то ее толщина понизу 0,24 м, а глубина заделки в щелевой паз – 0,35 м (см. табл.3.1). Классу бетона В20 при γ_{b2}=1,0 (табл. П 1.2.) соответствует R_b=11,5МПа=1150Н/см^2 (табл. П 1.2.), классу арматуры А-400 отвечает Rs=350МПа= 35000Н/см^2 (табл. П 2.1.).

Определение нагрузок

Расчетная высота стены (см. рис. 3.1, а) h=4,8-0,35=4,45 м. По формуле (4)

P_h= 1,1 • 0,95 • 10 • 4,45=46,5 кН/м.

Высота эквивалентного слоя грунта (см. рис. 3.1, а)

h_{sup}=25/17=1,47 м.

Если высота сечения плит покрытия равна 0,4м, а толщина засыпки составляет 1м, то h_1=0,4+1,0+1,47=2,87м (см. рис.3.1,б).

По формуле (5) P_1=l,15 • 0,95 • 17 • 2,87 • tg^2(45°-0,5 • 30°)=17,75кН/М.

По формуле (6) P_2=1,15 • 0,95 • 17 • 4,45 • tg^2(45°-0,5 • 30°)+17,75=45,ЗкН/м.

Определение изгибающих моментов

По формуле (7) M_2= -46,5 • (4,45)^2/15= -61,39 кНм.

По формуле (8) M_1=46,5 • (4,45)^2/33,3=27,65 кНм.

По формуле (9) M_3= -(45,3-17,75) • (4,45)^2/15-17,75 • (4,45)^2/8=

= -80,31 кНм.

Приводим уравнение (11) к общему виду и вычисляем корни

$$x_0^2 + \frac{P_1 h}{0,5\left(P_2 - P_1\right)} x_0 - 0,2h^2 - \frac{0,75 P_1 h^2}{\left(P_2 - P_1\right)} = 0$$

$$x_0^2 + \frac{17,75 \bullet 4,45}{0,5\left(45,3 - 17,75\right)} x_0 - 0,2(4,45)^2 - \frac{0,75 \bullet 17,75 \bullet (4,45)^2}{45,3 - 17,75} = 0$$

$x_0^2 + 5,73 x_0 - 13,53 = 0.$ Тогда

$$x_{01} = -\frac{5,73}{2} - \sqrt{\left(\frac{5,73}{2}\right)^2 + 13,53} = -7,52 \text{ м};$$

$$x_{02} = -\frac{5,73}{2} + \sqrt{\left(\frac{5,73}{2}\right)^2 + 13,53} = 1,8 \text{ м};$$

Принимаем x_0=1,8 м (см. рис. 4,в).

По формуле (10)

$$M_4 = \left[0,1(45,3\text{-}17,75) + 0,375 \bullet 17,75\right] 4,45 \bullet 1,8 -$$

$$-\frac{(45,3\text{-}17,75)(1,8)^3}{6 \bullet 4,45} - \frac{17,75(1,8)^2}{2} = 40,61 \text{ кНм}.$$

Подбор (расчет) вертикальной арматуры для внутренней грани стены

Эпюры изгибающих моментов откладывают со стороны растянутого волокна. Из этого следует, что на внутренней грани стены возникают растягивающие усилии, от действия изгибающих моментов M_2=61,39 кНм и M_4=40,81 кНм (см.рис.3.1.б,в). Так как стена имеет переменную толщину, то подбор арматуры производим по обоим моментам.

Расчет на действие момента M_2

Толщина стены, где действует момент M_2

$$t = 14 + 10\frac{400\text{-}35}{480} = 23,3 \text{ см (по линейной интерполяции).}$$

Задаемся d=1,2 см, тогда a_b= 1,5 см, так как толщина стены более 100мм

(п.5,5 [2]). Величина a= a_b+0,5d=·1,5+0,5 • 1,2= 2,1см.

Рабочая высота сечения ho= t-a =23,3-2,l=21,2 см.

Величина $\alpha_m = \frac{M_2}{R_b b h_0^2} = \frac{6139000}{1150 \bullet 100(21,2)^2}$ =0,119

Для элемента из бетона класса В20 с арматурой класса А-400 при $\gamma_{\beta 2}$= 1,0 находим α_R, предварительно определив предельное значение относительной высоты сжатой зоны бетона ξ_R по формуле (8.1) [1]

$$\xi_R = \frac{0.8}{1 + R_s/700} = \frac{0.8}{1 + 350/700} = 0.533$$

$$\alpha_R = \xi_R \cdot (1 - 0.5 \cdot \xi_R) = 0.533 \cdot (1 - 0.5 \cdot 0.533) = 0.39$$

Так как $\alpha_m = 0.119 < \alpha_R = 0.39$, то сжатая арматура по расчету не требуется.

При $\alpha_m = 0.119$ величину ξ находим по табл. П.3.1. прил. 3 или по формуле $\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}$

$$\xi = 0,12 + 0,01\frac{0,006}{0,009} = 0,127.; \xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,119} = 0,127$$

Требуемая площадь сечения растянутой арматуры

$$A_s = \xi \frac{R_b}{R_s} b h_0 = 0.127 \frac{1150}{35000} 100 \cdot 21.2 = 8.85 см^2$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}$$

Расчет на действие момента M_4

Толщина стены t=14+10$\frac{180}{480} = 17,7$ см;

$h_0 = 17,7 - 2,1 = 15,6$ см; $\alpha_m = \frac{4061000}{1150 \bullet 100(15,6)^2} = 0,14 < \alpha_R$ =0,39

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,14} = 0,158; A_s = \xi \frac{R_b}{R_s} b h_0 = 0.158 \frac{1150}{35000} 100 \cdot 15,6 = 8.1 см^2$$

По наибольшему значению площади сечения принимаем в качестве вертикальной арматуры 8 ∅ 12 А400 (табл.П.3.3). Фактическая площадь сечения составляет 9,05 см^2. В качестве горизонтальной арматуры принимаем стержни

диаметром 6 мм с шагом 300мм (табл.П.3.4.) из стали класса А240. Таким образом, у внутренней грани стены устанавливаем одну сетку.

Подбор вертикальной арматуры для наружной грани стены.

На наружной грани стены возникают растягивающие усилия от действия изгибающих моментов M_3=80,31кНм и M_1=27,65 кНм.

Поскольку значения моментов значительно различаются (в 2,9 раза), принимаем решение армировать наружную грань стены двумя сетками. Одну (основную) расположим по всей высоте стены и площадь сечения ее вертикальной арматуры вычислим по моменту M_1. Другую (дополнительную) расположим в нижней части стены.

Расчет по моменту M_1

Толщина стены t =14+10$\frac{0,447 \bullet 445}{480} = 18,1$ см;

$h_0 = 18,1 - 2,1 = 16$ см; $\alpha_m = \frac{2765000}{1150 \bullet 100(16)^2} = 0,094 < \alpha_R$ =0,39

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,094} = 0,1; A_s = \xi \frac{R_b}{R_s} bh_0 = 0.1 \frac{1150}{35000} 100 \cdot 16 = 5,26 см^2$$

В качестве вертикальной арматуры принимаем 5$\varnothing$12 А400 (см.табл. П.3.3). Фактическая площадь – 5,65 см^2.В качестве горизонтальной арматуры принимаем стержни диаметром 6 мм с шагом 350мм (см.табл.П.3.4.) из стали класса А240.

Расчет по моменту M_3

$$\alpha_m = \frac{8031000}{1150 \cdot 100 \cdot (21.2)^2} = 0.155 < \alpha_R = 0.39; \xi = 0,17;$$

$$A_s = \xi \frac{R_b}{R_s} bh_0 = 0.17 \frac{1150}{35000} 100 \cdot 21,2 = 11,84 см^2$$

Площадь сечения вертикальных стержней дополнительной сетки 11,84-5,65=6,19 см^2.

В качестве вертикальной арматуры дополнительной сетки принимаем 8$\varnothing$

10 А400. Фактическая площадь рабочей арматуры A_s=6,28см^2. В качестве горизонтальной – стержни из стали класса А240 диаметром 6 мм и шагом 350 мм.

После подбора диаметра и шага рабочей и распределительной арматуры выполняется конструирование сеток.

4. Расчет стены монолитного цилиндрического резервуара

На цилиндрические резервуары действует два вида усилий: кольцевые-растягивающие (горизонтальные) от давления воды и вертикальные изгибающие моменты от давления воды и грунта.

4.1. Определение расчетных усилий

Кольцевые растягивающие усилия в любом сечении стены, удаленном от днища на расстояние x, определяют по формуле:

$$N_x = N_x^0 - P_b r\left[\eta_1 + \eta_2\left(1 - \frac{S}{h}\right)\right] \qquad (12)$$

где N^0_x – кольцевое усилие в рассматриваемом сечении без учета связи стены с днищем, рассчитываемое по формуле:

$N^0_x = \gamma_f \gamma_n \rho_B (h-x) r$;

γ_f = 1,1– коэффициент надежности по нагрузке;

$p_в$ = 10 – плотность воды, кН/м^3;

h – высота стенки; r – радиус резервуара;

$P_h = y_f y_n p_B h$ – гидростатическое давление у низа стены;

$S = 0{,}76\sqrt{rt}$ – упругая характеристика стены;

t – толщина стены, равная 0,5rh (где r и h подставляют в м, а t – получают в см), должна быть не менее 12 см;

η_1 ,η_2 – коэффициенты, принимаемые по табл. 4.1.в зависимости от величины φ=x/ S

Стену по высоте резервуара мысленно разбивают на зоны высотой по 1 м (начиная снизу) и принимают для каждой зоны кольцевое растягивающее

Таблица 4.1

Таблица коэффициентов η_1 и η_2 для расчета стенок круглых резервуаров

φ=x/ S	η_1	η_2	φ=x/ S	η_1	η_2
0	1,0	0	2,0	-0,0564	0,1231
0,1	0,9004	0,0903	2,1	-0,0618	0,1057
0,2	0,8024	0,1627	2,2	-0,0652	0,0896
0,3	0,7078	0,2189	2,3	-0,0668	0,0748
0,4	0,6174	0,2610	2,4	-0,0669	0,0613
0,5	0,5323	0,2908	2,5	-0,0658	0,0491
0,6	0,4530	0,3099	2,6	-0,0636	0,0383
0,7	0,3798	0,3199	2,7	-0,0608	0,0287
0,8	0,3131	0,3223	2,8	-0,0573	0,0204
0,9	0,2528	0,3185	2,9	-0,0535	0,0133
1,0	0,1988	0,3096	3,0	-0,0493	0,0070
1,1	0,1510	0,2967	3,1	-0,0450	-0,0019
1,2	0,1092	0,2807	3,5	-0,0283	-0,0106
1,3	0,0729	0,2626	4.0	-0,0120	-0.0139
1,4	0,0419	0,2430	4,5	-0,0024	-0,0109
1,5	0,0158	0,2226	5,0	0,0020	-0,0065
1,6	-0,0059	0,2018	5,6	0,0029	-0,0023
1,7	-0,0236	0,1812	6,0	0,0024	-0,0007
1,8	-0,0376	0,1610	7,0	0,0007	-0,0006
1,9	-0,0484	0,1415			

усилие равным значению в его середине. Разбивка стены на зоны показана на рис.4.1.а. Для удобства вычисления расчет сводят в таблицу, эпюра кольцевых растягивающих усилий показана на рис. 4.1,б.

Максимальный изгибающий момент от давления воды, действующий в вертикальной (меридиональной) плоскости, определяют по формуле:

$$M_в = 0{,}5P_hS^2\,[1\text{-}S/h] \qquad (13)$$

Максимальный изгибающий момент в вертикальной (меридиональной) плоскости от давления грунта при наличии временной нагрузки на поверхности земли вокруг резервуара определяют по формуле:

$$M_{гр} = 0{,}5P_2S^2\left[1-\frac{\left(1-\frac{P_1}{P_2}\right)S}{h}\right]. \qquad (14)$$

Эпюра изгибающих моментов показана на рис.4.1,г.

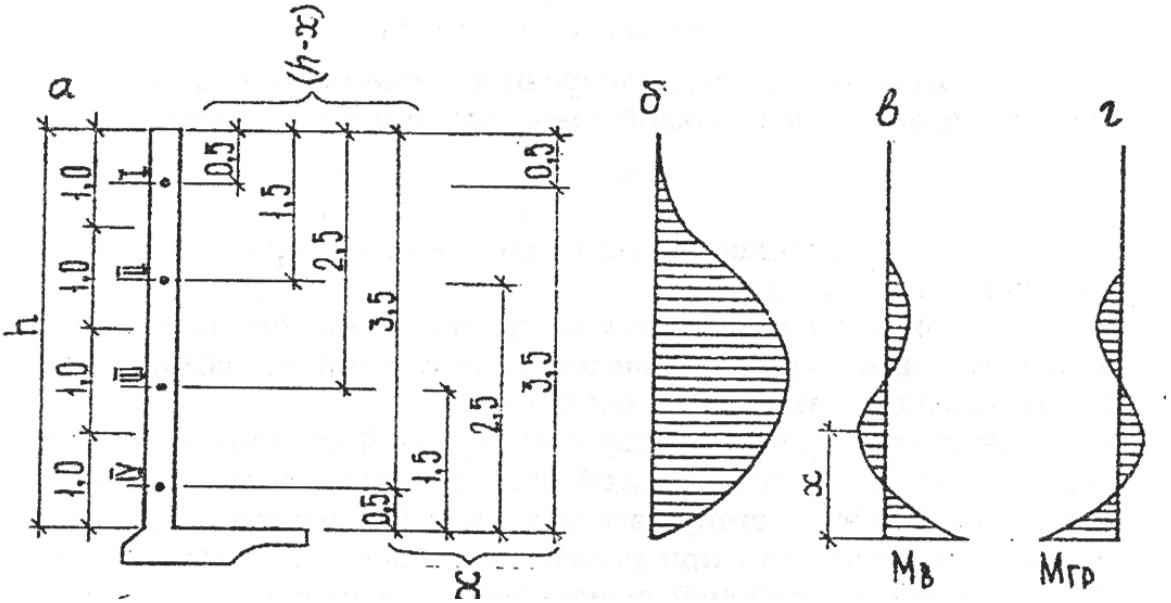


Рис.4.1. К расчету стены открытого цилиндрического резервуара:

А – разбивка стены на зоны; б – эпюра кольцевых усилий; в – эпюра изгибающих моментов от давления жидкости; г – то же, от давления грунта

4.2. Определение площади сечения кольцевой и вертикальной арматуры

Требуемую площадь поперечного сечения кольцевой арматуры определяют для каждой зоны высотой 1 м по формуле

$$A_s = \frac{N_x}{R_s}.$$

По ней подбирают необходимое число стержней, и результат сводят в табл. 4.3.

В монолитных стенах без предварительного напряжения кольцевую арматуру располагают с двух сторон, соблюдая требуемую толщину защитного слоя бетона.

Вертикальную арматуру с внутренней стороны стенки определяют из расчета на воздействие давления воды, т.е. по моменту $M_в$, при этом стену рассчитывают как изгибаемую плиту с одиночной арматурой при размерах b=100см, h=t.

Вертикальную арматуру с наружной стороны стенки определяют по моменту $M_{гр}$.

Подобранные вертикальные стержни располагают с внутренней и наружной сторон стены.

4.3. Пример расчета стенки монолитного открытого цилиндрического резервуара

Дано: Радиус резервуара r=9 м, высота h=4,0 м. Стена жестко защемлена в днище и имеет обсыпку по всей высоте. Остальные данные: класс бетона, класс арматурной стали, объемный вес грунта, угол внутреннего трения, временная нагрузка на поверхности земли вокруг резервуара - те же, что и в предыдущих примерах и согласно исходных данных по п.1.

Решение, Толщину стены назначаем по приближенной формуле t=0,5rh= =0,5•9•4=18 см.

Мысленно разделяем стену по высоте на 4 зоны, высотой по 1 м каждая (см.рис.4.1, а).

Определяем кольцевые растягивающие усилия в каждой зоне (табл.П.4.2).

Выражение $\gamma_f\ \gamma_n\ \rho_в\ r = 1{,}1 \cdot 0{,}95 \cdot 10 \cdot 9 = 94{,}05;$ оно входит в первый член правой части формулы (12). Расстояния (h-x) и x, входящие в этот же член, приведены в правой части рис,4.1,а.

Гидростатическое давление в уровне низа стены

$$P_h = \gamma_f \gamma_n\ \rho_в\ h = 1{,}1 \cdot 0{,}95 \cdot 10 \cdot 4 = 41{,}8\ кН/м^2.$$

Выражение $P_h \cdot r = 41{,}8 \cdot 9 = 376{,}2$

Упругая характеристика стены

$$S = 0{,}76\sqrt{rt} = 0{,}76\sqrt{9 \cdot 0{,}18} = 0{,}967.$$

Выражение $\left(1 - \frac{S}{h}\right) = \left(1 - \frac{0{,}967}{4}\right) = 0{,}758.$

Коэффициенты η_1 и η_2 определяем по табл.4.1., используя линейную интерполяцию.

Кольцевое растягивающее усилие без учета связи стены с днищем N_x^0 определено путем умножения значений, находящихся в столбцах 2 и 3 табл. 4.2

Кольцевое растягивающее усилие с учетом связи стены с днищем N_x определено с использованием значений, записанных в столбцах 4,7,8,9,10 табл. П.4.2.

Подбор кольцевой арматуры

При заданном диаметре резервуара длина стержней кольцевой арматуры составит около 60 м. По этой причине стержни в процессе монтажа нужно будет стыковать. Стыки внахлестку (без сварки) недопустимы, так как сечение стены полностью растянуто (п.5.37 [2]). Что касается сварных соединений, то возможны два варианта: либо стыковые соединения, осуществляемые ручной дуговой сваркой протяженными швами с накладками из стержней (поз.15 табл.38 [3]), либо соединение двух стержней внахлестку, осуществляемое ручной

Таблица П. 4.2

Вычисление кольцевых растягивающих усилий N_x по формуле (12)

Номер зоны	h-x, м	$\gamma_f \gamma_n \rho_в r$	$N_x^0 = \gamma_f \gamma_n \rho_в (h-x) r$, кН	x, м	$\varphi = \frac{x}{s}$	η_2	$1 - \frac{s}{h}$	η_1	$P_h r$	N_x, кН
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
I	0,5	94,05	47,03	3,5	3,619	-0,0114	0,758	-0,0244	376,2	59,46
II	1,5	94,05	141,08	2,5	2,585	0,0399	0,758	-0,0618	376,2	152,95
III	2,5	94,05	235,13	1,5	1,551	0,2122	0,758	0,00575	376,2	172,46
IV	3,5	94,05	329,18	0,5	0,5171	0,294	0,758	0,520	376,2	49,72

Таблица П. 4.3

Подбор кольцевой арматуры

Номер зоны	$N_к$, кН	Rs, Н/см²	As, см²	Число стержней	Фактическая площадь, см²	Rs, Н/см²	As, см²	Число стержней	Фактическая площадь, см²
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
I	59460	35000	1,7	5 Ø A400	3,93	21000	2,83	5 Ø 10 A240	3,93
II	152950	35000	4,37	7 Ø A400	5,23	21000	7,28	10 Ø 10 A240	7,85
III	172460	35000	4,93	7 Ø A400	5,23	21000	8,21	10 Ø 10 A240	9,05
IV	49720	35000	1,42	5 Ø A400	3,93	21000	2,36	5 Ø 10 A240	3,93

дуговой сваркой протяженными швами (поз. 16 табл.38 [3]). Однако в обоих случаях минимальный диаметр стержней составляет 10 мм. Таким образом, в качестве кольцевой арматуры нужно подобрать стержни диаметром не менее 10 мм.

Зная требуемую по расчету площадь сечения арматуры (столбец 4 табл. 4.3), подбираем по табл.П.3.3. число стержней диаметром 10мм и результаты записываем в столбцы 5 и 6. Здесь обращают на себя внимание два обстоятельства. Во-первых, фактическая площадь в зонах I и IV значительно больше требуемой по расчету. Во-вторых, пяти стержней не хватит, чтобы в каждой из указанных зон равномерно разместить стержни поровну у внешней и внутренней сторон стены. Замена стали класса А400 сталью класса А240 не изменила положение дел в этих зонах (столбцы 8,9,10 табл. 4.3.). По нашему мнению, предпочтение следует отдать первому варианту. Но в I и IV зонах необходимо установить по 6∅10 А400(по три стержня с каждой стороны).

Расчет по раскрытию трещин мы не выполняем. Поэтому принятую кольцевую арматуру оставляем без изменения.

Максимальный изгибающий момент от давления воды и соответствующая ему арматура у внутренней поверхности стены: По формуле (13)

$M_в = 0,5 \cdot 41,8\ (0,967)^2 * 0,758 = 14,81$ кН м (рис.4.1,в).

Подбор вертикальной арматуры: $h_o = t - a = 18 - 2,1 = 15,9$ см,

$$\alpha_m = \frac{1481000}{1150 \cdot 100 \cdot (15,9)^2} = 0,051 < \alpha_R = 0,39$$

(см. расчет прямоугольного резервуара, пример 3.3.4).

По табл. П.3.3. принимаем в качестве вертикальной арматуры 5∅10 А400. Фактическая площадь 3,93 см^2. По табл. П.3.4в качестве горизонтальной арматуры принимаем стержни диаметром 5 мм с шагом 350 мм из стали класса В500.

Максимальный изгибающий момент от бокового давления грунта и соответствующая ему арматура у наружной поверхности стены.

Высота эквивалентного слоя грунта h_{sup}=1,47 см (см. расчет прямоуголь-

ного резервуара).

Боковое давление грунта на уровне верха стены

$P_1 = \gamma_f \gamma_n \rho_{гр} h_{sup} tg^2(45^0 - 0,5 \cdot \varphi) = 1,15 \cdot 0,95 \cdot 17 \cdot 1,47 \cdot tg^2(45^0 - 0,5 \cdot 30^0) =$
$= 9,09$ кН/м.

Боковое давление грунта на уровне верха днища

$P_2 = \gamma_f \gamma_n \rho_{гр} (h + h_{sup}) tg^2(45^0 - 0,5 \cdot \varphi) = 1,15 \cdot 0,95 \cdot 17 \cdot 5,47 \cdot tg^2(45^0 - 0,5 \cdot 30^0) =$
$= 33,83$ кН/м.

По формуле (14)

$$M_{гр} = 0,5 \cdot 33,83 \cdot (0,967)^2 \left[1 - \frac{\left(1 - \frac{9,09}{33,83}\right) 0,967}{4} \right] = 13,02 \text{ кНм.}$$

Подбор вертикальной арматуры

$$\alpha_m = \frac{1302000}{1150 \cdot 100(15,9)^2} = 0,045 < \alpha_R \quad = 0,39$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,045} = 0,046; A_s = \xi \frac{R_b}{R} b h_0 = 0.046 \frac{1150}{35000} 100 \cdot 15,9 = 2,4 см^2$$

По табл. П.3.3. принимаем в качестве вертикальной арматуры 5∅ 10 А400. Фактическая площадь 3,93 см^2.

По табл. П.3.4. в качестве горизонтальной арматуры принимаем стержни диаметром 5 мм с шагом 350 мм из стали класса В500.

Литература

1. СП 63.13330.2018 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003. М., 2019
2. СП 20.13330.2016 Нагрузки и воздействия. М.: Минрегион России 2018.
3. ГОСТ 27751-2014_Надежность строительных конструкций и оснований
4. Байков В.Н., Сигалов Э.Е. Железобетонные конструкции. М.: Стройиздат, 1985.
5. Маилян Р.Л., Маилян Д.Р., Веселев Ю.А. Строительные конструкции. Ростов н/Д: Феникс, 2005,2006, 2008, 2010.
6. Попов Н.Н., Забегаев А,В. Проектирование и расчет железобетонных конструкций. - М.: Высшая школа, 1985.
7. Байков В.Н., Стронгин С.Г. Строительные конструкции. М.: Стройиздат, 1985.

Приложение 1

Основные сведения о бетонах.

Расчетные значения сопротивления тяжелого бетона для предельных состояний первой группы R_b и R_{bt}, МПа

Таблица П.1.1

Вид сопротивления	Коэффициент γ_{b2}	Класс бетона по прочности на сжатие				
		B10	B15	B20	B25	B30
сжатие осевое, R_b	0,9 1,0	5,4 6,0	7,7 8,5	10,5 11,5	13,0 14,5	15,5 17,0
растяжение осевое, R_{bt}	0,9 1,0	0,51 0,56	0,67 0,75	0,80 0,90	0,95 1,05	1,05 1,15

Значения начального модуля упругости бетона при сжатии, растяжении E_b, МПа.

Таблица П.1.2

Класс бетона по прочности на сжатие					
B10	B15	B20	B25	B30	B35
19000	24000	27500	30000	32500	34500

Приложение 2

Основные сведения об арматуре.

Прочностные характеристики ненапрягаемой арматуры

Таблица П.2.1

Класс арматуры	Расчетные сопротивления для предельных состояний первой группы, МПа		
	Растяжению		Сжатию R_{sc}
	продольной R_s	поперечной R_{sw}	
A240	210	170	210
A400	350	280	350
A500	435	300	435 (400)
Вр500	415	300	390 (360)

Примечание: Значения R_{sc} в круглых скобках используют только при расчетах на кратковременное действие нагрузки.

Сортамент горячекатаных арматурных стержней **Таблица П.2.2**

Диаметр, мм	Расчетные площади поперечного сечения, см^2, при числе стержней									Масса кг/м	Прокатываемые диаметры арматуры классов		
	1	2	3	4	5	6	7	8	9		А240, А400	А500	В500
3	0,071	0,141	0,212	0,283	0,353	0,424	0,495	0,565	0,636	0,052	-	-	+
4	0,126	0,251	0,377	0,502	0,628	0,754	0,879	1,005	1,13	0,092	-	-	+
5	0,196	0,393	0,589	0,785	0,982	1,178	1,375	1,571	1,767	0,144	-	-	+
6	0,283	0,57	0,85	1,13	1,41	1,7	1,98	2,26	2,54	0,222	+	+	+
8	0,503	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,53	0,395	+	+	+
10	0,785	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,5	6,28	7,07	0,617	+	+	+
12	1,131	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	0,888	+	+	+
14	1,539	3,08	4,62	6,16	7,69	9,23	10,77	12,31	13,85	1,208	+	+	-
16	2,011	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,1	1,578	+	+	-
18	2,545	5,09	7,63	10,18	12,72	15,27	17,81	20,36	22,9	1,998	+	+	-
20	3,142	6,28	9,42	12,56	15,71	18,85	21,99	25,13	28,28	2,466	+	+	-
22	3,801	7,6	11,4	15,2	19	22,81	26,61	30,41	34,21	2,984	+	+	-
25	4,909	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18	3,84	+	+	-
28	6,158	12,32	18,47	24,63	30,79	36,95	43,1	49,26	55,42	4,83	+	+	-
32	8,043	16,09	24,13	32,17	40,21	48,26	56,3	64,34	72,38	6,31	+	+	-
36	10,18	20,36	30,54	40,72	50,9	61,07	71,25	81,43	91,61	7,99	+	+	-
40	12,57	25,13	37,7	50,27	62,83	75,4	87,96	100,53	113,1	9,865	+	+	-

Примечание. Знак «+» определяет наличие диаметра в сортаменте для арматуры данного класса.

35

Приложение 3

Данные для проектирования изгибаемых элементов

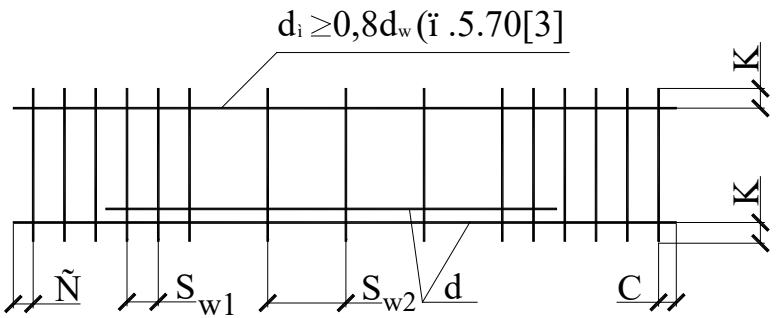
Значения величин ξ и α_m для расчета прочности нормальных сечений

Таблица П.3.1

ξ	α_m	ξ	α_m	ξ	α_m	ξ	α_m
0,01	0,01	0,19	0,172	0,37	0,301	0,55	0,399
0,02	0,02	0,2	0,18	0,38	0,309	0,56	0,403
0,03	0,03	0,21	0,188	0,39	0,314	0,57	0,408
0,04	0,039	0,22	0,196	0,4	0,32	0,58	0,412
0,05	0,048	0,23	0,204	0,41	0,326	0,59	0,416
0,06	0,058	0,24	0,211	0,42	0,332	0,6	0,42
0,07	0,068	0,25	0,219	0,43	0,337	0,61	0,424
0,08	0,077	0,26	0,226	0,44	0,343	0,62	0,428
0,09	0,085	0,27	0,235	0,45	0,349	0,63	0,432
0,1	0,095	0,28	0,241	0,46	0,354	0,64	0,435
0,11	0,104	0,29	0,248	0,47	0,359	0,65	0,439
0,12	0,113	0,3	0,255	0,48	0,365	0,66	0,442
0,13	0,122	0,31	0,262	0,49	0,37	0,67	0,446
0,14	0,13	0,32	0,269	0,5	0,375	0,68	0,449
0,15	0,139	0,33	0,275	0,51	0,38	0,69	0,452
0,16	0,147	0,34	0,282	0,52	0,385	0,7	0,455
0,17	0,156	0,35	0,289	0,53	0,39	0,71	0,458
0,18	0,164	0,36	0,295	0,54	0,394	0,72	0,461
$\xi = x / h_0$; $\alpha_m = \xi(1 - 0,5\xi)$; $\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}$; $\alpha_R = \xi_R(1 - 0.5\xi_R)$							

Данные для конструирования сварных каркасов **Таблица П.3.2**

1.Диаметр рабочих стержней d, мм	3;4;5	6	8,10	12	14,16	18	20	22	25	28	32	36,40
2.Наименьший диаметр распределительной (или поперечной) арматуры d_w, мм	3	3	3	4	5	6	6	8	8	10	10	12
3.Наименьший шаг поперечных стержней S_{min}, мм	50	50	75	75	75	100	100	100	150	150	150	200
4.Наименьший шаг продольных стержней V_1, мм	-	30	30	40	40	40	50	50	50	60	70	80



Если поперечная арматура требуется по расчету:

$$S_{w1} \begin{cases} \leq h_0/2 \\ \leq 300 \text{ мм} \\ \leq S_{max} \end{cases}$$

Если поперечная арматура по расчету не требуется:

$$S_{w2} \begin{cases} \leq 0{,}75h_0 \\ \leq 500 \text{ мм} \end{cases}$$

Примечания: 1. Расстояния С и К откладываются от оси соответствующего крайнего стержня. Их значения принимают не менее 20 мм и не менее диаметра выступающего стержня.

2. В каркасе допускается не более двух шагов поперечных стержней (хомутов). Оба должны быть кратны 50 мм. Все поперечные стержни должны быть одного диаметра.

37

Данные для конструирования сварных сеток

Площадь поперечного сечения стержней продольной растянутой рабочей арматуры на 1 м ширины сеток, см^2

Таблица П.3.3

Число стержней на 1 пог.м, шт	Шаг стержней, мм	Диаметр стержней, мм.						
		5	6	8	10	12	14	16
10	100	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11
8	125	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,31	16,08
7	150	1,31	1,89	3,35	5,23	7,54	10,26	13,40
5	200	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,69	10,05

Диаметр и шаг стержней распределительной арматуры

Таблица П.3.4

Диаметр стержней рабочей арматуры, мм	Шаг стержней рабочей арматуры, мм			
	100	125	150	200
5	$\frac{3}{350}$	$\frac{3}{350}$	$\frac{3}{350}$	$\frac{3}{350}$
6	$\frac{4}{350}$	$\frac{4}{350}$	$\frac{4}{350}$	$\frac{4}{350}$
8	$\frac{5}{350}$	$\frac{5}{350}$	$\frac{4}{350}$	$\frac{4}{350}$
10	$\frac{6}{350}$	$\frac{6}{350}$	$\frac{5}{350}$	$\frac{5}{350}$
12	$\frac{6}{250}$	$\frac{6}{300}$	$\frac{6}{350}$	$\frac{6}{350}$
14	$\frac{8}{300}$	$\frac{8}{300}$	$\frac{8}{350}$	$\frac{6}{300}$
16	$\frac{8}{250}$	$\frac{8}{300}$	$\frac{8}{350}$	$\frac{8}{350}$
18	$\frac{10}{300}$	$\frac{10}{350}$	$\frac{10}{350}$	$\frac{8}{350}$
Примечание. Над чертой указан диаметр стержней распределительной арматуры, а под чертой – их шаг.				

Исходные данные											
Последняя цифра № зачетки	Тип резервуара	Первая буква фамилии обучающегося									
		А,Б,В	Г, Д,Е	Ж,З,И	К,Л,М	Н,О,П	Р,С,Т	У,Ф,Х	Ц,Ч,Ш	Щ,Э	Ю,Я
1, 0	Прямоугольный	3,6	4,2	3,6	4,2	4,6	4,8	5,2	4,6	3,6	5,4
		12x12	12x15	12x18	15x18	18x18	18x21	18x24	21x24	24x24	24x27
2, 9	Цилиндрический	5,4	4,8	6	3,6	4,8	4,2	5,4	4,2	4,8	4,4
		18	15	18	15	18	21	24	18	15	24
3, 8	Прямоугольный	4,2	4,8	4,6	4,2	4,8	5,4	5,4	4,2	4,8	6
		24x30	27x30	30x30	30x33	30x36	33x36	36x36	36x39	33x42	39x42
4, 7	Цилиндрический	4,2	3,6	4,8	5,4	4,8	6	4,8	4,2	3,6	4,8
		15	15	9	18	21	18	15	21	18	24
5, 6	Прямоугольный	4,8	5,4	4,6	4,2	4,8	5,4	4,8	5,4	6	4,8
		42x42	42x45	40x48	45x48	48x48	48x51	48x54	51x54	54x45	66x60

Исходные данные	Последняя цифра № зачетки									
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Высота засыпки, м	0,6	0,8	1,1	1,3	1,0	1,2	0,9	1,2	0,8	1,4
Плотность грунта, кН/м^3	1,6	1,7	1,5	1,4	1,8	1,7	1,6	1,4	1,5	1,6
Нормативная снеговая нагрузка, кПа	0,5	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	0,5	1,0
Класс арматуры	А400	А500	А400	А500	А400	А400	А500	А400	А500	А400
Класс бетона	В25	В30	В20	В25	В30	В20	В25	В30	В20	В25

Примечания: 1. Поперечная арматура класса А240; 2. Поперечное сечение колонн квадратное, ригелей – прямоугольное; 3. Рама монолитная

39