

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ
ФЕДЕРАЛЬНОЕ ГОСУДАРСТВЕННОЕ БЮДЖЕТНОЕ ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ УЧРЕЖДЕНИЕ
ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ
«КАЗАНСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ АРХИТЕКТУРНО-СТРОИТЕЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ»
(КазГАСУ)

Кафедра железобетонных и каменных конструкций

РАСЧЕТ СЖАТЫХ И РАСТЯНУТЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

Пособие

к практическим занятиям по дисциплине
“Железобетонные конструкции”

Для студентов по направлению подготовки 08.03.01 "Строительство"

КАЗАНЬ 2016 г.

Составитель: К.А. Фабричная,
УДК 624.012

Расчет сжатых и растянутых железобетонных элементов. Пособие к практическим занятиям по дисциплине “Железобетонные конструкции” для студентов по направлению подготовки 08.03.01 “Строительство”/ Казанский государственный архитектурно-строительный университет; Составитель К.А. Фабричная. Казань, 2016. – 63 с.

Пособие содержит рекомендации и численные примеры по расчёту **сжатых и растянутых железобетонных элементов** и предназначены для выполнения практических занятий по дисциплине “Железобетонные конструкции”, а также могут быть использованы при выполнении ВКР. В приложении в табличной форме приведены необходимые для расчётов справочные данные в соответствии с требованиями действующих норм проектирования.

Рассмотрена и утверждена на заседании кафедры железобетонных и каменных конструкций КГАСУ (протокол № ____ от “__” _____ 2016г.)

©Фабричная К.А., 2016.

© Казанский государственный
архитектурно-строительный университет, 2016

ВВЕДЕНИЕ

Сжатые и растянутые элементы встречаются как самостоятельные конструкции - колонны, стены, арки, а могут быть элементами более сложных конструкций - например ферм. На напряженно-деформированное состояние таких элементов очень сильно влияют, помимо геометрических характеристик сечения и физико-механических свойств материалов, эксцентриситет действующих усилий и гибкость элементов. Эти факторы могут приводить к тому, что сжатый или растянутый элемент фактически начинает работать как изгибаемый, с соответствующей схемой разрушения, что обязательно учитывается при расчете.

Технологически такие элементы могут выполняться как в сборном так и в монолитном варианте, с предварительным напряжением или без него, с гибкой или жесткой арматурой.

В данном пособии рассмотрены некоторые общие принципы расчета и конструирования сжатых и растянутых элементов с учетом требований СП 63.13330.2012. (СП 52-01-2003) Бетонные и железобетонные конструкции. основные положения. Для расчета основных элементов приведены исходные данные для расчета и примеры решения прямых (подбор арматуры) и обратных (определение несущей способности) задач.

Общие расчетные положения СП:

Расчет по прочности железобетонных элементов при действии изгибающих моментов и продольных сил (внецентренное сжатие или растяжение) следует производить для сечений, нормальных к их продольной оси на основе нелинейной деформационной модели.

Допускается производить расчет на основе предельных усилий (3 стадия н.д.с.). Предельные усилия в сечении, нормальном к продольной оси элемента, следует определять исходя из следующих предпосылок:

- сопротивление бетона растяжению принимают равным нулю;
- сопротивление бетона сжатию представляется напряжениями, равными R_b (табл. 1 Приложения 1) и равномерно распределенными по сжатой зоне бетона;
- деформации (напряжения) в арматуре определяют в зависимости от высоты сжатой зоны бетона;

- растягивающие напряжения в арматуре принимают не более расчетного сопротивления растяжению R_s (табл. 2 Приложения 1);
- сжимающие напряжения в арматуре принимают не более расчетного сопротивления сжатию R_{sc} . (табл. 2 Приложения 1);

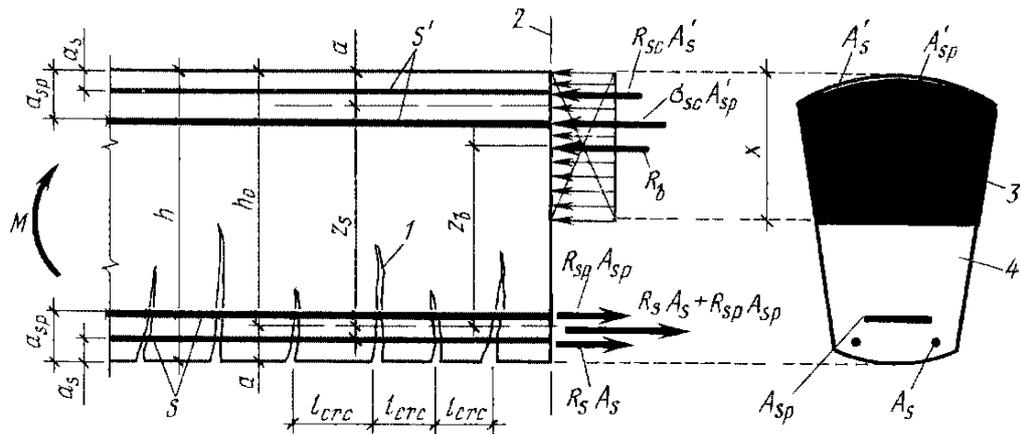


Рис. А. Схема усилий и напряжений в нормальном расчетном сечении элемента любой симметричной формы:

1- нормальные трещины, 2-расчетное сечение, 3-сжатая зона сечения, 4-растянутая зона сечения

Расчет по прочности нормальных сечений, рис.А следует производить в зависимости от соотношения между значением относительной высоты сжатой зоны бетона ε , определяемым как отношение сжатой зоны бетона к рабочей высоте сечения, и значением граничной относительной высоты сжатой зоны ε_R , при котором предельное состояние элемента наступает одновременно с достижением в растянутой арматуре напряжения, равного расчетному сопротивлению R_s .

Значения определяют по формулам 8,1 и 8.2 СП или по табл. 3 Приложения 1.

При расчетах необходимо учитывать эксцентриситет приложения нагрузки и влияние прогиба на прочность элемента.

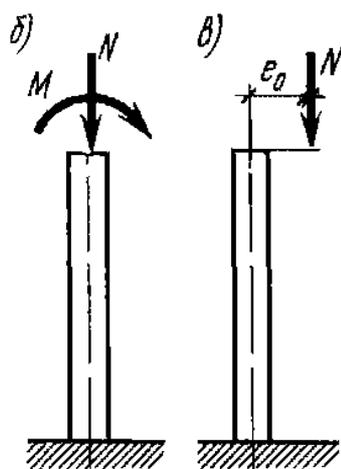
ЧАСТЬ 1. РАСЧЁТ СЖАТЫХ ЭЛЕМЕНТОВ.

ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

К сжатым железобетонным элементам относятся колонны и стены одно и многоэтажных зданий, перегородки, элементы рамных и арочных конструкций, верхние пояса и элементы решетки ферм, стойки эстакад. В сжатых элементах совместно действуют осевая продольная сжимающая сила и изгибающий момент. Их совокупность можно заменить продольной силой N , действующей с учетом начального эксцентриситета. В зависимости от характера работы колонны (эксцентриситета и гибкости) назначают форму поперечных сечений и вид армирования.

Эксцентриситеты приложения продольной силы, учитываемые в расчетах:

Вследствие геометрических погрешностей, возникающих при изготовлении и возведении конструкций, неоднородности бетона в поперечном сечении элемен-



тов и изменчивости положения продольной арматуры центральное сжатие в элементах практически отсутствует.

Неизбежно возникающий эксцентриситет из-за неучтенных в расчете факторов называют **случайным эксцентриситетом** e_w (рис 1,б). Величина случайного эксцентриситета e_a принимается равной большему из значений:

- $1/600$ длины элемента или длины части элемента (между точками закрепления);
- $1/30$ высоты сечения элемента (рассматриваемом направлении);
- не менее 10 мм.

Начальный эксцентриситет e_0 . эксцентриситет продольной силы относительно центра тяжести приведенного сечения (рис 1,в).

Для элементов статически неопределимых конструкций значение эксцентриситета продольной силы относительно центра тяжести приведенного сечения

принимают равным значению эксцентриситета, полученного из статического расчета, но не менее e_a , т.е. при расчете на одновременное действие продольной сжимающей силы N и изгибающего момента M :

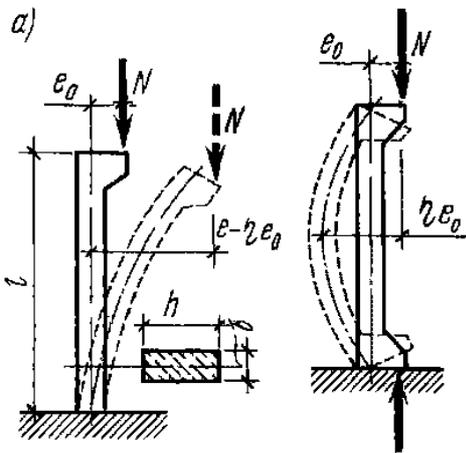
$$e_0 = e_{0N} = M/N \quad (1.1)$$

Для элементов статически определимых конструкций (фахверковые стойки, стойки ЛЭП) эксцентриситет принимают равным сумме эксцентриситетов - из статического расчета конструкций и случайного:

$$e_0 = M/N + e_a \quad (1.2)$$

Расчетный эксцентриситет - e - расстояние от точки приложения продольной силы до центра тяжести сечения растянутой или наименее сжатой (при полностью сжатом сечении элемента) арматуры, равное :

$$e = e_0 \cdot \eta + \frac{h_0 - a'}{2} \quad (1.3)$$



Влияние прогиба на прочность элемента.

При расчете сжатых элементов следует учитывать влияние прогиба на их несущую способность, как правило, путем расчета конструкций по деформированной схеме. Допускается производить расчет конструкций по недеформированной схеме, учитывая при гибкости $\lambda_i = l_0/i > 14$ ($\lambda_h = l_0/h > 4$) влияние прогиба элемента на его прочность путем умножения начального эксцентриситета e_0 на коэффициент η (рис 1.2), определяемый по формуле:

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} \quad (1.4)$$

где N - продольная сила от внешней нагрузки; N_{cr} - условная критическая (Эйлера) сила, определяемая по формуле:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot D}{l_0^2} \quad (1.5)$$

Здесь D - жесткость железобетонного элемента в предельной по прочности стадии, определяемая согласно указаниям расчета по деформациям; l_0 - расчетная длина элемента, определяемая согласно 8.1.17[1].

Допускается значение D определять по формуле:

$$D = k_b E_b I + k_s E_s I_s, \quad (1.6)$$

E_b, E_s - модули упругости бетона и арматуры соответственно;

I_b, I_s - моменты инерции площадей сечения бетона и всей продольной арматуры соответственно относительно оси, проходящей через центр тяжести поперечного сечения элемента;

$$k_s = 0,7.$$

Для определения коэффициента k_b , используется выражение:

$$k_b = \frac{0,15}{\varphi_l (0,3 + \delta_e)}, \quad (1.7)$$

где φ_l - коэффициент, учитывающий влияние длительности действия нагрузки, определяемый из условия (1.8), но принимаемый не более 2;

δ_e - относительное значение эксцентриситета продольной силы, определяемое как отношение e_0/h и принимаемое не менее 0,15 и не более 1,5.

Условие для определения коэффициента, учитывающего влияние длительности действия нагрузки включает значения M_l, M_{lb} - моменты (результатирующие) относительно центра наиболее растянутого или наименее сжатого (при целиком сжатом сечении) стержня соответственно от действия полной нагрузки и от действия постоянных и длительных нагрузок:

$$\varphi_l = 1 + \frac{M_{l1}}{M_1} \quad (1.8)$$

Гибкость сжатых элементов Размеры поперечных сечений колонн и других внецентренно сжатых элементов принимают такими, чтобы гибкость элементов из тяжелого, мелкозернистого и легкого бетона l_0/i (l_0/h) в любом направлении не превышала 200 (75), а для колонн, являющихся элементами зданий - 120 (35).

Расчетная длина элементов. Для внецентренно сжатого элемента определяется как для элементов рамной конструкции с учетом ее деформированного состояния при наиболее невыгодном для данного элемента расположении нагрузки, принимая во внимание неупругие деформации материалов и наличие трещин. Допускается расчетную длину элементов постоянного поперечного сечения по длине при действии продольной силы принимать по значениям табл. 1 (Приложение 1).

Форму поперечного сечения колонн при малых (случайных) эксцентриситетах принимают квадратную, круглую, многогранные (для экономии бетона). При

больших эксцентриситетах принимают форму поперечного сечения развитую сторону действия максимального изгибающего момента - прямоугольную, кольцевую или двутавровую а при особенно больших -двухветвевую (рис.1.3). Прямоугольные и квадратные сечения колонн принимают кратными 50 мм, но не менее 200 мм при сборном и 250 мм при монолитном исполнении. В прямоугольных сечениях соотношение сторон назначают в пределах $H = (1,3...3)b$.

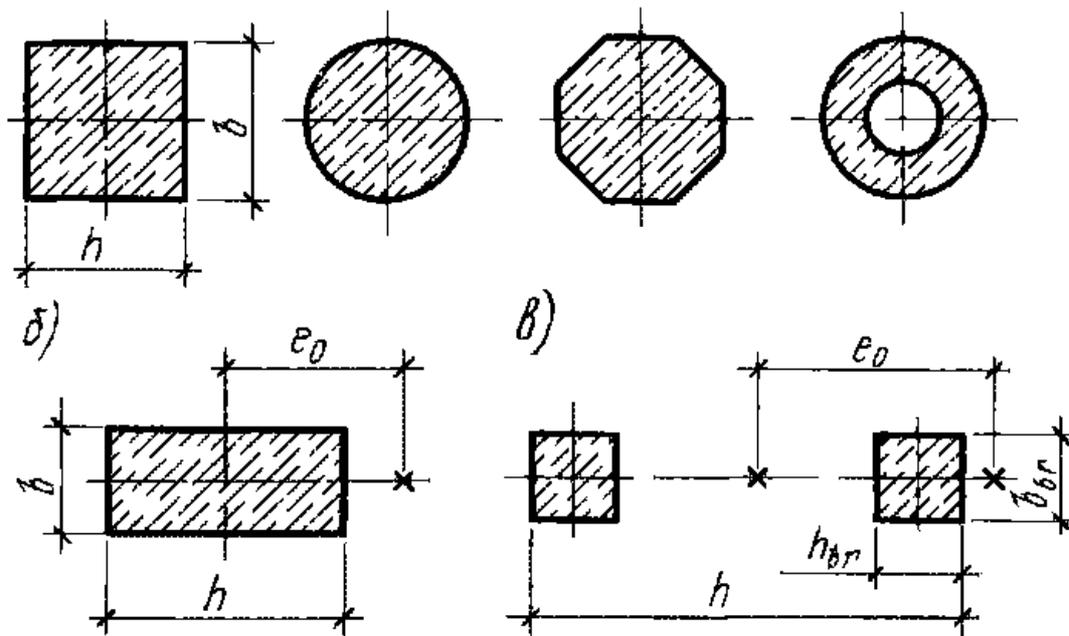


Рис.1.3. Поперечные сечения и армирование сжатых элементов при малых(а), больших(б) и особенно больших (в) эксцентриситетах.

Продольная рабочая арматура служит для увеличения несущей способности элемента, уменьшения влияния случайных эксцентриситетов, неоднородности и ползучести бетона. Может быть гибкой и жесткой (для колонн высотных зданий). Колонны армируются продольными стержнями диаметром 12...40 мм (рабочая арматура) из стали классов А400 и А500 и поперечными стержнями из стали класса А240 и В500. Продольную рабочую арматуру устанавливают в поперечном сечении возможно ближе к поверхности элемента с соблюдением минимальной толщины защитного слоя, которая должна быть не менее диаметра стержня и не менее требуемой из условий сохранности арматуры от коррозии, табл. 2 (Приложение 1), требований [2] или огнестойкости конструкции [3].

Гибкую рабочую продольную арматуру в колоннах со случайными эксцентриситетами e_a размещают равномерно по периметру нормального сечения с обязательной постановкой стержней в углах. Для колонн круглого и кольцевого сече-

ний в любом случае принимается не менее 7 стержней, равномерно распределенных по окружности.

Армирование внецентренно сжатых элементов может быть симметричным и несимметричным. При симметричном армировании у противоположных граней предусматривают одинаковую арматуру. Обычно рабочие стержни располагаются на расстоянии до 400 мм один от другого. В случае если расстояние между осями рабочих стержней более 400 мм, между ними устанавливают конструктивную арматуру диаметром не менее 12 мм. При армировании допускается использовать не более 2-х разных диаметров стержней, при этом стержни наибольшего диаметра размещают в углах сечения.

Расстояния свету между продольными стержнями назначают не менее:

30 мм в сборных колоннах;

50 мм в монолитных колоннах

диаметра стержня.

Процент армирования. Насыщение поперечного сечения сжатых элементов продольной арматурой оценивают коэффициентом (процентом) армирования $m(m\%)$. В железобетонных элементах площадь сечения продольной растянутой арматуры, а также сжатой, если она требуется по расчету, в процентах от площади сечения бетона, равной произведению ширины прямоугольного сечения либо ширины ребра таврового (двутаврового) сечения на рабочую высоту сечения. При этом принимают в элементах со случайным эксцентриситетом $m_s = A_{s,tot} / (bh) * 100\%$, а в элементах с расчетным эксцентриситетом $m_s = A_s / (bh_0) * 100\%$ и $m_s' = A_s' / (bh_0) * 100\%$.

Минимальный процент армирования устанавливается в зависимости от гибкости элемента; он обеспечивает восприятие не учитываемых расчетом воздействий (температурных, усадочных и др.) и предотвращает хрупкое разрушение при образовании трещин.

В элементах с расчетным эксцентриситетом следует принимать не менее:

0,1% - при гибкости $\lambda_i = l_0/i \leq 17$ ($\lambda_n = l_0/h \leq 5$);

0,25% - при гибкости $\lambda_i = l_0/i > 87$ ($\lambda_n = l_0/h > 25$);

для промежуточных значений гибкости элементов значение определяют по интерполяции.

В элементах со случайным эксцентриситетом требуемое значение m_{\min} (%) увеличивается вдвое.

Оптимальный процент армирования по экономическим соображениям должен быть равен 0,5...1,5%.

Максимальный процент армирования Общее сечение площади продольной арматуры рекомендуется принимать не более $m = 3\%$; больший коэффициент армирования допускается лишь при соответствующем обосновании. Значение процента армирования для элементов с гибкой арматурой более 10% не допустимо.

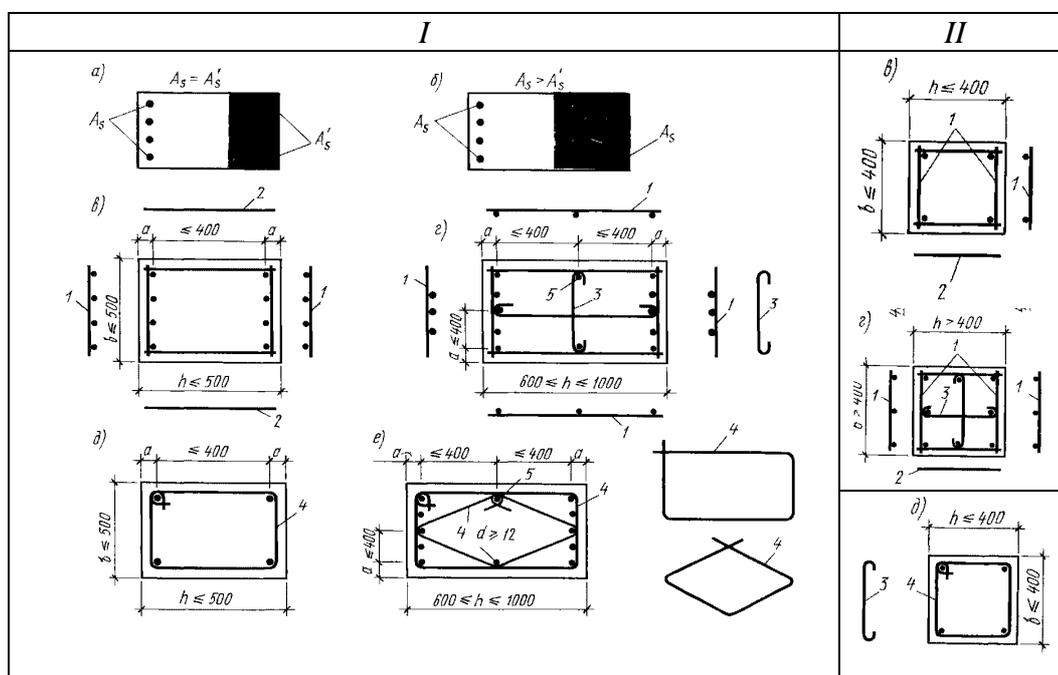


Рис.1.4. Основные конструктивные решения для поперечных сечений колонн.

I - внецентренно сжатых:

II- сжатых со случайным эксцентриситетом

1 – сварные плоские каркасы, 2 – соединительные стержни, 3 – шпильки, 4 – хомуты вязаных каркасов, 5 – конструктивная арматура

Поперечная арматура

Устойчивость и проектное положение продольных рабочих стержней арматуры в элементах обеспечивается с помощью поперечной арматуры (хомутов). Поперечная арматура должна способствовать надежному закреплению сжатых стержней от их бокового выпучивания в любом направлении. Шаг хомутов при $R_{sc} \leq 400$ МПа принимают не более 500 мм и не более $20d$ при сварных каркасах или не более $15d$ - при вязаных каркасах. При $R_{sc} \geq 450$ МПа шаг хомутов принимают не более 400 мм и не более $15d$ в сварных каркасах или $12d$ в вязаных (где d - наименьший диаметр продольных сжатых рабочих стержней арматуры).

туры). При общем насыщении элемента продольной арматурой более 3 % и в зонах свободной анкеровки рабочей арматуры шаг хомутов принимают не более 300 мм и $10d$. При назначении шага хомутов конструктивные продольные стержни диаметром 12 мм во внимание не принимаются.

Диаметр хомутов сварных каркасов принимают из условий свариваемости, а в вязанных не менее 6 мм и не менее $0,25 d_s$ (наибольший из диаметров продольной арматуры).

Конструкция хомутов (поперечных стержней) во внецентренно сжатых линейных элементах должна быть такой, чтобы продольные стержни (по крайней мере через один) располагались в местах перегибов, а эти перегибы - на расстоянии не более 400 мм по ширине грани. При ширине грани не более 400 мм и числе продольных стержней у этой грани не более четырех допускается охват всех продольных стержней одним хомутом.

Косвенное армирование в виде сеток.

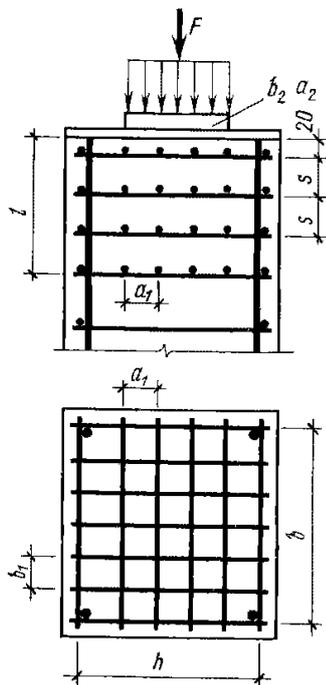


Рис.1.5. Конструктивное решение косвенного армирования

Для некоторых сжатых элементов конструкций (сборных колонн) необходимо местное повышение несущей способности, которое может быть обеспечено постановкой сеток косвенного армирования, рис.1.5. Повышение несущей способности происходит за счет ограничения поперечных деформаций бетонного ядра колонны, т.к. косвенная арматура подобно обойме препятствует расширению бетона и сохраняет его несущую способность даже после появления трещин.

Поперечную арматуру в виде сеток косвенного армирования при местном сжатии (смятии) располагают в

пределах расчетной площади (8.1.43) 1 При расположении грузовой площади у края элемента сетки косвенного армирования располагают по площади с размерами в каждом направлении не менее суммы двух взаимно перпендикулярных сторон грузовой площади. По глубине сетки располагают:

при толщине элемента более удвоенного большего размера грузовой площади - в пределах удвоенного размера грузовой площади;

при толщине элемента менее удвоенного большего размера грузовой площади - в пределах толщины элемента.

В целях облегчения укладки бетона и вибрирования обычно по торцам элементов устанавливают не более 4 сварных сеток с шагом от 60 до 150 мм. Размеры ячеек сетки принимают от 45 до 100 мм, и не более 1/4 меньшей стороны сечения. Продольная рабочая арматура должна проходить внутри контура сеток. Сварные сетки изготавливают из арматуры классов А240, А 400 и В500, диаметром не более 14 мм.

Конструктивные решения консолей

Консоли на колоннах устраивают для опирания различных примыкающих конструкций - ригелей, прогонов. Консоли могут быть одно- и двухсторонние (устраивают в одной плоскости). При необходимости устройства консолей в перпендикулярной плоскости их выполняют в виде стальных столиков, предусматривая закладные детали для их крепления.

При вылете 100, 150 мм консоль принимают прямоугольной, а свыше 150 мм - трапецевидной, рис. 1.6, а,б. Ширину консолей обычно принимают по ширине колонны. Высоту консоли и ее армирование обычно назначают расчетом.

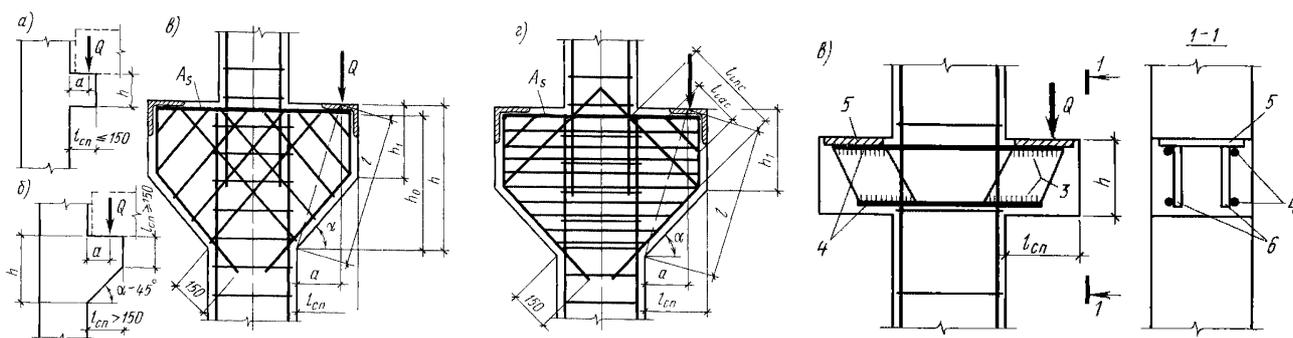


Рис.1.6. Конструктивные решения консолей

а - прямоугольная консоль б - консоль с вутом в - армирование наклонными хомутами г - армирование отгибами и горизонтальными хомутами

3 - дуговая сварка 4 - стержни диаметром не менее 16 мм 5 б - соответственно опорные и вертикальные пластины толщиной не менее 10 мм

Чаще всего используют короткие трапецевидные консоли, в которых высоту сечения опорной части (h) принимают не более 0,8 высоты опираемых элементов, а высоту сечения у свободного края (h_1) не менее 150 мм, и не менее $1/3h$.

Используют следующие основные варианты поперечного армирования колонн, рис 1.6:

- при $h \leq 2,5a$ -наклонные хомуты по всей высоте консоли (рис 1.6, в);
- при $h > 2,5a$ -отогнутыми стержнями и горизонтальными хомутами по всей высоте консоли (рис 1.6, г);
- при $h > 3,5a$ - отогнутые стержни можно не устанавливать;
- при ограниченной высоте консоли допускается использование жесткой арматуры (рис 1.6, д).

Во всех случаях шаг хомутов в консоли принимают не более 150 мм или не более $h/4$.

Суммарная площадь отогнутых стержней и наклонных хомутов, пересекающих верхнюю половину линии 1, соединяющей центр приложения усилия Q и сопряжение нижней грани консоли с колонной должна быть не менее $0,002bh_o$.

Детальное описание конструирования консолей можно посмотреть в работах (5,6)

Жесткая (несущая) продольная арматура, работающая как неотъемлемый элемент железобетонной конструкции, применяется в сжатых элементах тогда, когда нагрузка от собственной массы конструкций не превышает $1/4$ всей нагрузки. Жесткую арматуру применяют с целью уменьшения размеров сечения сжатых элементов и для монолитных конструкций высотных зданий. В период возведения жесткую арматуру используют в качестве стоек опалубки, а после она работает совместно с бетоном. В качестве жесткой арматуры используют прокатные профили-швеллеры, двутавры, составные профили (рис.1.7). Особый вид жесткого армирования - трубобетонные конструкции (рис.1.8), где внешнее армирование в виде трубы работает как обойма для бетонного ядра сечения. Сечение жесткой арматуры принимают наименьшим из условий восприятия монтажных нагрузок (запас прочности 3-8%). А совместная работа с бетоном обеспечивается при максимальном содержании арматуры не более 15%. При больших значениях бетон в работе сечения не участвует выполняя только функцию защитной оболочки. Расчет и конструирование элементов с жесткой арматурой и трубобетонных регламентировано СП ().

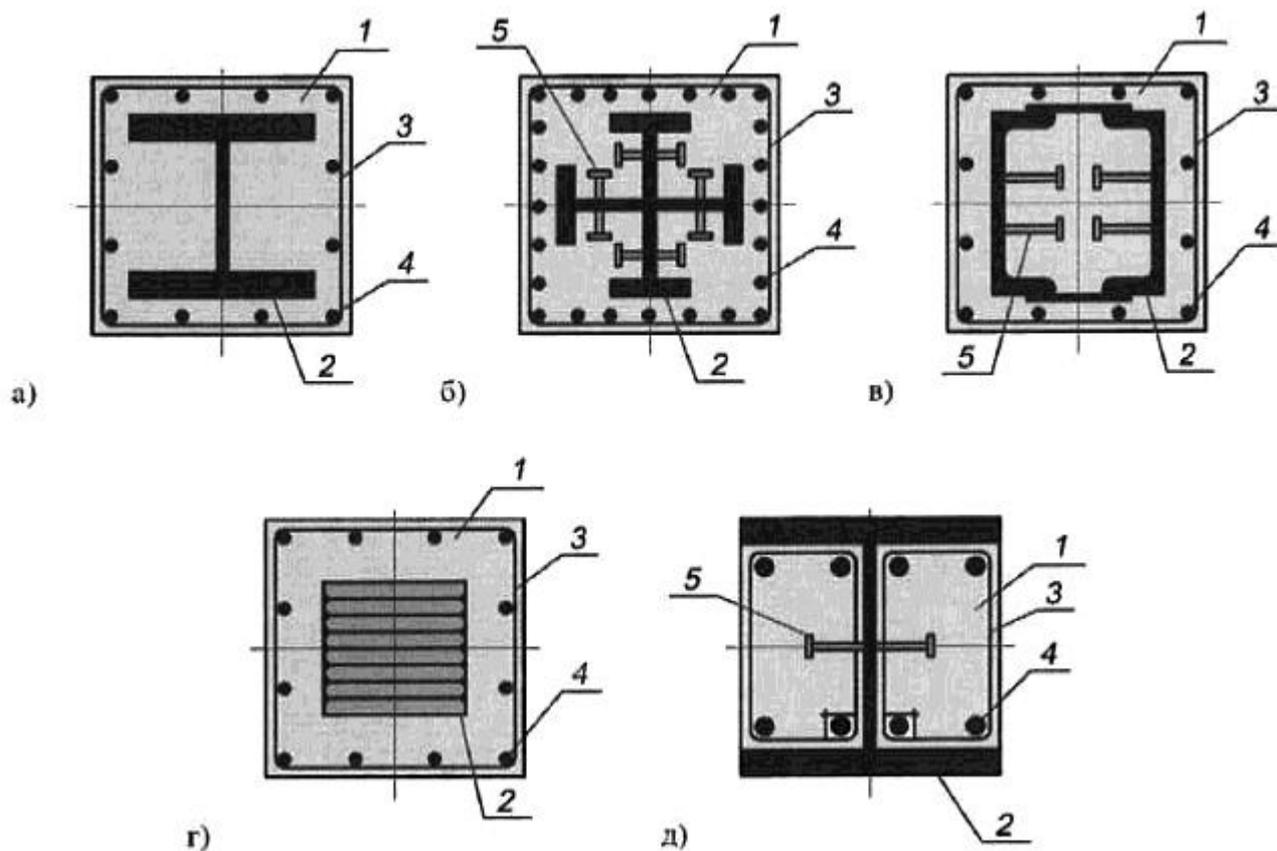


Рисунок 1.7 - Типовые поперечные сечения железобетонных конструкций с жесткой арматурой

1 - бетон; 2 - жесткая арматура; 3 - поперечная гибкая арматура; 4 - продольная гибкая арматура; 5 - анкерный упор

а) жесткая арматура в форме двутавра; б) жесткая арматура в форме крестообразного сечения; в) жесткая арматура коробчатого сечения, образованного швеллерами, объединенными планками; г) жесткая арматура в виде "сердечника", "сляба" сплошного сечения; д) сечение с частичным обетонированием жесткой арматуры

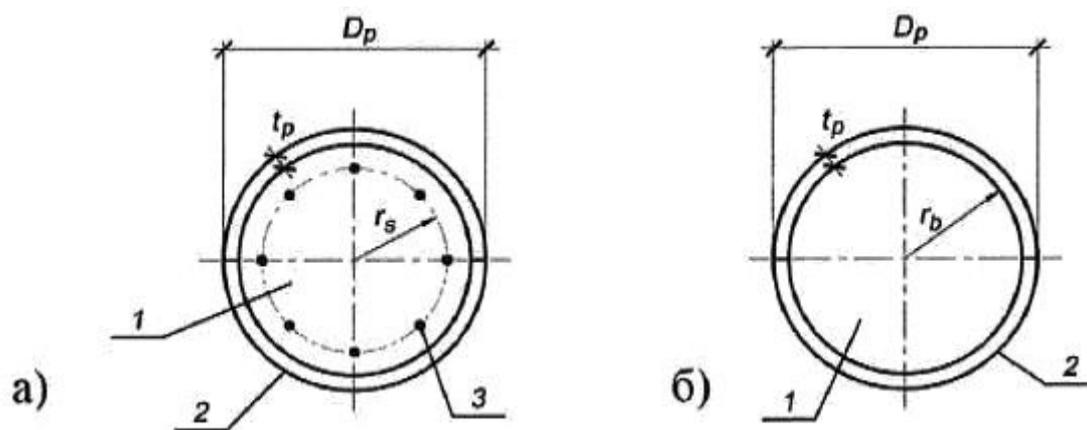


Рисунок 1.7 - Типы трубобетонных сечений
1 - бетонное ядро; 2 - труба; 3 - продольная гибкая арматура

а) с бетонным ядром, армированным продольной гибкой арматурой (с железобетонным ядром);
б) с бетонным ядром, неармированным продольной гибкой арматурой (с бетонным ядром)

ТЕМА 1. РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ СО СЛУЧАЙНЫМ ЭКСЦЕНТРИСИТЕТОМ

Если соблюдается условие $e_a \geq e_o$, то элемент рассчитывается с учетом действия случайного эксцентриситета.

Несущая способность таких элементов при гибкости $5 \leq \lambda \leq 20$ определяется условием:

$$N \leq N_{ult} = j (R_b \cdot A + R_{sc} \cdot A_{s,tot}) \quad (1.1.1)$$

Здесь A - площадь бетонного сечения; $A_{s,tot}$ - площадь всей продольной арматуры в сечении элемента; φ - коэффициент, принимаемый при длительном действии нагрузки по таблице 8.1(СП) или табл. 2, приложение 2. При гибкости менее 5, коэффициент φ можно не учитывать.

Требуемая площадь равномерно распределенной арматуры определяется как:

$$A_{s,tot} = \frac{N}{j R_{sc}} - A \frac{R_b}{R_{sc}} \quad (1.1.2)$$

При полученном отрицательном значении A_s , требуемая площадь сечения арматуры принимается с учетом конструктивных требований и минимального % армирования в зависимости от гибкости элемента.

Определить требуемую площадь арматуры если известно, что класс бетона В25, класс арматуры А500, сечение монолитной колонны многоэтажного каркаса $b \cdot h = 300 \cdot 300$ мм, высота $l = 3000$ мм; усилия, действующие на колонну $N_{max} = 2000$ кН, $N_l = 1680$ кН, $M_{max} = 9$ кНм, $M_l = 6,4$ кНм, заделка жесткая.

Шаг 1 Определим расчетный случай

Случайный эксцентриситет, мм:

$$e_a = \max \begin{cases} l / 600 = 3000 / 600 = 5 \\ h / 30 = 300 / 30 = 10 \\ 10 \end{cases}$$

Начальный эксцентриситет, мм:

$$e_o = \frac{M}{N} = \frac{9 \cdot 1000}{2000} = 4,5$$

Так как условие $e_a = 10 \geq e_o = 4,5$ выполняется, то элемент рассчитывается с учетом действия случайного эксцентриситета.

Шаг 2 Определим гибкость элемента и необходимость учета ее влияния.

Расчетную длину элемента определим из условия:

$$l_0 = 0,7l = 0,7 * 3000 = 2100 \text{ мм.}$$

Гибкость элемента составит:

$$\lambda_h = l_0 / h = 2100 / 300 = 7.$$

Шаг 3 Определим коэффициент гибкости элемента φ

По табл. 2 Приложения 2, с учетом интерполяции получим

$$j = 0,92 - \frac{0,92 - 0,9}{5} \cdot 2 = 0,912.$$

Шаг 4 Определим характеристики материалов по Приложению 1:

прочность бетона при сжатии с учетом коэффициента условий работы (табл. 1 Приложения 1) $R_b = 0,9 * 14,5 = 13,05 \text{ МПа}$;

расчетное сопротивление сжатию (табл. 2 Приложения 1) $R_{sc} = 435 \text{ МПа}$.

Шаг 5 Определим требуемую площадь арматуры по расчету

$$A_{s,tot} = \frac{N}{j R_{sc}} - A \frac{R_b}{R_{sc}} = \frac{2000 * 1000}{0,912 \cdot 435} - 300 * 300 \frac{13,05}{435} = 5041,38 - 2700 = 2341,38 \text{ мм}^2$$

Шаг 6 Определим фактическую площадь арматуры

По сортаменту арматуры (табл. 1 Приложения 3) число стержней и их диаметр принимаем так, чтобы фактическая площадь $A_s^{факт}$ была больше требуемой, а число стержней не менее 4 и могло быть равномерно распределено по периметру сечения.

Вариант 1: $4\text{Ø}28 A_s^{факт} = 2463 \text{ мм}^2$, что более требуемой

$$m_s = A_{s,tot} / (bh) * 100\% = 2463 / 300 * 300 * 100 = 2,734\%$$

Вариант 2: $8\text{Ø}20 A_s^{факт} = 2513 \text{ мм}^2$, что более требуемой

$$m_s = A_{s,tot} / (bh) * 100\% = 2513 / 300 * 300 * 100 = 2,79\%$$

Шаг 7 Определим фактическую несущую способность элемента для обоих вариантов армирования

Вариант 1:

$$N_{ult,1} = j (R_b \cdot A + R_{sc} \cdot A_{s,tot}) = 0,912(13,05 * 300 * 300 + 435 * 2463) = 0,912(1174500 + 1071405) = 2048265,36 \text{ Н} = 2048,26 \text{ кН}$$

Вариант 2:

$$N_{ult,2} = j (R_b \cdot A + R_{sc} \cdot A_{s,tot}) = 0,912(13,05 \cdot 300 \cdot 300 + 435 \cdot 2513) =$$

$$= 0,912(1174500 + 1093155) = 2068101,36H = 2068,1кН$$

При обоих вариантах армирования несущая способность обеспечена, процент армирования 1,36-1,39 оптимальный, запас прочности составил 2,41% и 3,41%, что не более 5%.

Шаг 8 Выполним конструирование сечения колонны по варианту 1.

Колонна армируется вязанным каркасом.

Длину анкеровки арматуры на следующий этаж примем не менее $40 d_s = 40 \cdot 28 = 1120$ мм. Примем 1050 мм.

Диаметр вязанных хомутов принимают не менее 6 мм и не менее $0,25 d_s = 0,25 \cdot 28 = 7$ мм. Примем хомуты $\varnothing 8$ из арматуры класса А 240.

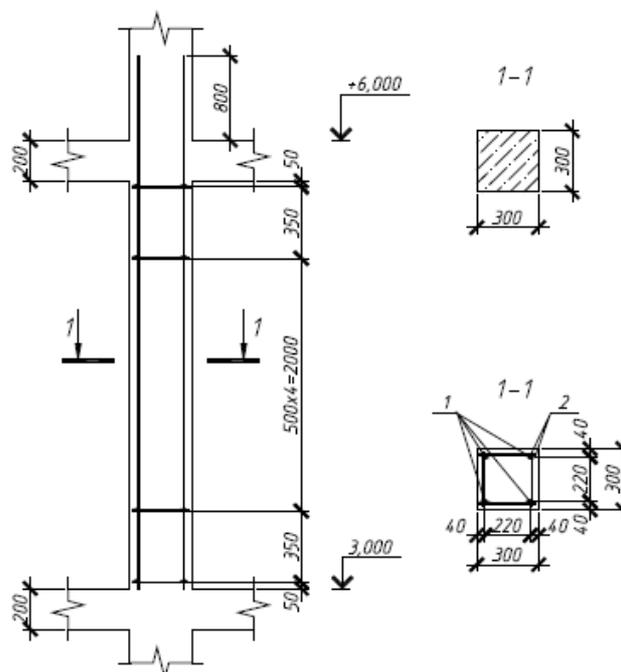
В зонах свободной анкеровки рабочей арматуры шаг хомутов не должен превышать 300мм и $10 d_s = 280$ мм. Примем шаг 250 мм, что не более требуемого.

В остальной части колонны шаг хомутов не более 400 мм и не более $12 d_s = 336$ мм. Примем шаг 300 мм, что не более требуемого.

Защитный слой бетона должен быть не менее 20 мм и не менее диаметра арматуры, тогда расстояние до центра продольной арматуры составит:

$$a_s = z.c. + \frac{d_s}{2} = 28 + \frac{28}{2} = 42\text{мм} \approx 45\text{мм}. \text{ Окончательно примем толщину защитно-}$$

го слоя $45 - 14 = 29$ мм, что более требуемого значения.



ТЕМА 2. РАСЧЕТ ВНЕЦЕНТРЕННО СЖАТЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

2.1 ЭЛЕМЕНТЫ ПРЯМОУГОЛЬНОГО СЕЧЕНИЯ

Расчет по прочности прямоугольных сечений внецентренно сжатых элементов с расчетными эксцентриситетами (СП 63,13330,2012) производят из условия:

$$N \cdot e \leq R_b \cdot b \cdot x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} \cdot A'_s (h_0 - a') \quad (1.2.1)$$

где N - продольная сила от внешней нагрузки;

e - расчетный эксцентриситет.

Высоту сжатой зоны определяют:

а) при $\xi = \frac{x}{h_0} \leq \xi_R$ по формуле $x = \frac{N + R_s \cdot A_s - R_{sc} \cdot A'_s}{R_b \cdot b}$, (1.2.2)

б) при $\xi = \frac{x}{h_0} > \xi_R$ по формуле $x = \frac{N + R_s \cdot A_s \cdot \frac{1 + \xi_R}{1 - \xi_R} - R_{sc} \cdot A'_s}{R_b \cdot b + \frac{2R_s \cdot A_s}{h_0(1 - \xi_R)}}$. (1.2.3)

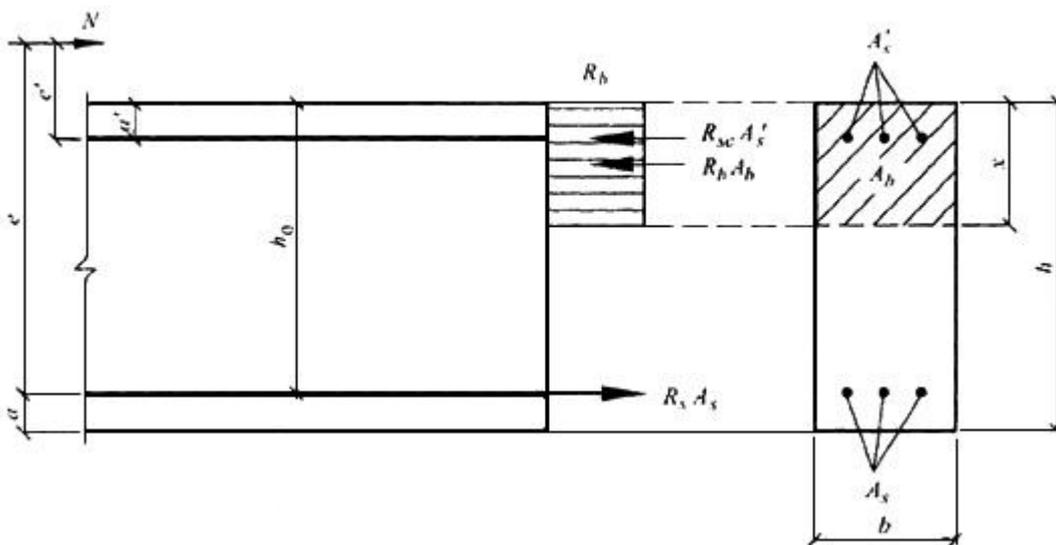


Рис. 1.2.1. Схема усилий в поперечном сечении внецентренно сжатого элемента.

Подбор арматуры

Сечения с симметричной арматурой (когда $R_s A_s = R_{sc} A'_s$)

Вариант 1. В зависимости от относительной величины продольной силы:

$$\alpha_n = \frac{N}{R_b b h_0} \quad (1.2.4)$$

а) при $\alpha_n \leq \xi_R$ $A_s = A'_s = \frac{R_b b h_0}{R_s} \cdot \frac{\alpha_{n1} - \alpha_n (1 - \alpha_n / 2)}{1 - \delta}$. (1.2.5)

б) при $\alpha_n > \xi_R$ $A_s = A'_s = \frac{R_b b h_0}{R_s} \cdot \frac{\alpha_{n1} - \xi (1 - \xi / 2)}{1 - \delta}$. (1.2.6)

где ξ - относительная высота сжатой зоны, определяемая по формуле:

$$\xi = \frac{\alpha_n(1 - \xi_R) + 2\alpha_s \xi_R}{1 - \xi_R + 2\alpha_s}, \quad (1.2.7)$$

$$\alpha_s = \frac{\alpha_{m1} - \xi(1 - \xi/2)}{1 - \delta} \quad (1.2.8)$$

$$\xi_l = (\alpha_n + \xi_R)/2 \leq 1,0 \quad (1.2.9)$$

$$\alpha_{m1} = \frac{M + N(h_0 - a')/2}{R_s b h_0^2}, \quad \delta = \frac{a'}{h_0}; \quad (1.2.10)$$

Вариант 2. Если значение a' не превышает $0,15h_0$, необходимое количество арматуры можно определять используя формулу:

$$A_s - A'_s = \alpha_s \frac{R_s b h_0}{R_s}, \quad (1.2.11)$$

где α_s определяется по графику, рис. 1.2.2 в зависимости от значений

$$\alpha_n = \frac{N}{R_s b h_0^2}; \quad \alpha_m = \frac{M}{R_s b h_0^2}; \quad \alpha_s = \frac{R_s A_s}{R_s b h_0^2} \quad (1.2.12)$$

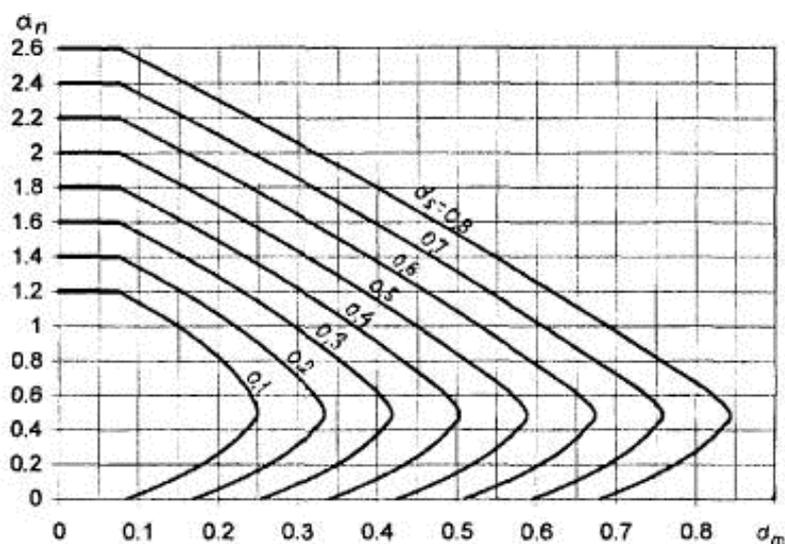


Рис. 1.2.2 Графики несущей способности внецентренно сжатых элементов прямоугольного сечения с симметричной арматурой

При отрицательном значении A_s , вычисленном по формуле, площадь сечения арматуры S принимается минимальной по конструктивным требованиям, с учетом гибкости элемента.

3) Сечения с несимметричной арматурой (когда $R_s A_s + R_{sc} A'_s$)

Площади сечения сжатой и растянутой арматуры, соответствующие минимуму их суммы, определяются по формулам:

$$A'_3 = \frac{Ne - \alpha_R R_s b h_0^2}{R_{sc} (h_0 - a')} \quad (1.2.13)$$

$$A_3 = \frac{\xi_R R_s b h_0 - N}{R_s} + A'_3 \quad (1.2.14)$$

где α_R и ξ_R - определяются по справочным таблицам, но принимаются на более соответственно 0,4 и 0,55;

При отрицательном значении A_s , вычисленном по формуле, площадь сечения растянутой арматуры S принимается минимальной по конструктивным требованиям, но не менее величины:

$$A_{s,\min} = \frac{N(h_0 - a' - e) - R_s b h (h/2 - a')}{R_{sc} (h_0 - a')} \quad (1.2.15)$$

Площадь сечения сжатой арматуры S' определяется: при отрицательном значении $A_{s,\min}$ - по формуле:

$$A'_3 = \left[(N - R_s b a') - \sqrt{(N - R_s b a')^2 - N(N - 2R_s b h_0 + 2R_s b e)} \right] / R_{sc} \quad (1.2.16)$$

при положительном значении $A_{s,\min}$ - по формуле:

$$A'_3 = \frac{N - R_s b h}{R_{sc}} - A_{s,\min} \quad (1.2.17)$$

Если принятая (фактическая) площадь сечения сжатой арматуры $A'_{s, fact}$, значительно превышает ее значение, вычисленное по формулам (например, при отрицательном его значении), площадь сечения растянутой арматуры может быть уменьшена исходя из формулы

$$A_3 = \frac{\xi_R R_s b h_0 - N + R_{sc} A'_{s, fact}}{R_s} \quad (1.2.18).$$

Пример 2.1 Подобрать симметричную арматуру внецентренно сжатой железобетонной колонны, если известно что класс бетона В30, класс арматуры А400, сечение колонны $b \cdot h = 500 \cdot 400$ мм, высота $l = 4500$ мм; усилия, действующие на колонну $N_{max} = 2000$ кН, $N_l = 1680$ кН, $M_{max} = 100$ кНм, $M_l = 70$ кНм, заделка шарн.

Шаг 1 Определим расчетный случай

Случайный эксцентриситет, мм:

$$e_a = \max \begin{cases} l/600 = 4500/600 = 7,5 \\ h/30 = 400/30 = 13,33 \\ 10 \end{cases}$$

Начальный эксцентриситет, мм:

$$e_o = \frac{M}{N} = \frac{100 \cdot 1000}{2000} = 50$$

Так как условие $e_a = 13,33 \geq e_o = 50$ не выполняется, то элемент рассчитывается как внецентренно сжатый.

Шаг 2 Определим гибкость элемента и необходимость учета ее влияния.

Расчетную длину элемента определим из условия:

$$l_0 = 1,0 * l = 1,0 * 4500 = 4500 \text{ мм.}$$

Гибкость элемента составит:

$$\lambda_h = l_0 / h = 4500 / 400 = 11,25.$$

Так как $\lambda_h = 11,25 > 4$, то влияние прогиба элемента на его прочность учтем путем умножения начального эксцентриситета e_o на коэффициент η

Шаг 3 Определим характеристики материалов по Приложению 1:

прочность бетона при сжатии с учетом коэффициента условий работы (табл. 1 Приложения 1) $R_b = 0,9 * 17,0 = 15,3 \text{ МПа}$;

модуль упругости бетона $E_b = 32500 \text{ МПа}$ (табл. 6 Приложения 1)

расчетное сопротивление арматуры сжатию (табл. 2 Приложения 1) $R_{sc} = 350 \text{ МПа}$, растяжению (табл. 2 Приложения 1) $R_s = 350 \text{ МПа}$.

предельная относительная высота сжатой зоны (табл. 3 Приложения 1)
 $\epsilon_R = 0,531$

модуль упругости арматуры $E_s = 200000 \text{ МПа}$ (табл. 6 Приложения 1)

Шаг 4 Определим коэффициент η

Установим относительное значение эксцентриситета продольной силы:

$$\delta_e = e_o / h = 50 / 400 = 0,125.$$

Так как полученное значение не удовлетворяет требованию $0,15 \leq \lambda \leq 1,5$, окончательно примем $\delta_e = 0,15$.

Для определения жесткости элемента необходимо вычислить следующие величины:

1) Предварительно площадь арматуры примем с учетом оптимального % армирования:

$$A_{s,opt} = 0.01b * h_o = 0.1(500 * (400 - 50)) = 1750 \text{ мм}^2,$$

2) Момент инерции бетона сечения:

$$I_b = \frac{bh^3}{12} = \frac{400 \cdot 500^3}{12} = 4166 \cdot 10^6 \text{ мм}^4$$

3) Момент инерции растянутой и сжатой арматуры:

$$I_s = I_s' = A_s \left(\frac{h}{2} - a \right)^2 = 1750(250 - 50)^2 = 70,0 \cdot 10^6 \text{ мм}^4$$

4) Определим M_l $M_{l,b}$ - моменты (результатирующие) относительно центра наиболее растянутого или наименее сжатого (при целиком сжатом сечении) стержня соответственно от действия полной нагрузки и от действия постоянных и длительных нагрузок, кНм:

$$M_l = M + N \frac{(h_o - a)}{2} = 100 + 2000 \frac{(0.350 - 0.050)}{2} = 400$$

$$M_{l,b} = M_l + N_l \frac{(h_o - a)}{2} = 70 + 1680 \frac{(0.350 - 0.050)}{2} = 322$$

5) Определим φ_l - коэффициент φ_l , учитывающий влияние длительности действия нагрузки:

$$j_l = 1 + \frac{M_{l,b}}{M_l} = 1 + \frac{322}{400} = 1.805 \leq 2$$

6) Определим коэффициент k_b :

$$k_b = \frac{0.15}{j_l(0.3 + d_e)} = \frac{0.15}{1.805(0.3 + 0.15)} = 0.184$$

7) Определим значение D по формуле (1.6):

$$D = 0.184 \cdot 32500 \cdot 4166,0 \cdot 10^6 + 0,7 \cdot 200000 \cdot (70,0 + 70,0) \cdot 10^6 = \\ = (24912680 + 1960000) \cdot 10^6 = 26872680 \cdot 10^6 \text{ Нмм}$$

8) Определим критическую Эйлерову силу из условия (1.5):

$$N_{cr} = \frac{3,14^2 \cdot 26872680 \cdot 10^6}{4500^2} = 13,084 \cdot 10^6 \text{ Н} = 13084,0 \text{ кН}$$

9) Определим значение коэффициента η из условия (1.4):

$$h = \frac{1}{1 - \frac{2000}{13084}} = 1,18$$

Шаг 5 Определим относительную величину продольной силы:

$$a_n = \frac{2000 * 1000}{15,3 * 500 * 350} = 0,746$$

Шаг 6 Определим относительную величину изгибающего момента:

$$a_{m1} = \frac{400 * 1,18 * 10^6}{15,3 * 500 * 350^2} = 0,503$$

Шаг 7 Установим относительное значение положения сжатой арматуры:

$$\delta = a'/h_o = 50/350 = 0,143.$$

Шаг 8 Так как $\alpha_n = 0,746 > \xi_R = 0,531$, из условий 1.2.7-1.2.9 определим:

$$\xi_l = (\alpha_n + \xi_R)/2 = (0,746 + 0,531)/2 = 0,638 \leq 1,0$$

$$a_s = \frac{0,503 - 0,638(1 - 0,638/2)}{0,143} = 0,479$$

$$x = \frac{0,746(1 - 0,531) + 2 \cdot 0,479 \cdot 0,531}{1 - 0,531 + 2 \cdot 0,479} = \frac{0,3498 + 0,5087}{1,427} = 0,602$$

Шаг 9 Определим требуемую площадь арматуры по расчету:

$$A_s = A_s' = \frac{15,3 \cdot 500 \cdot 350}{350} \cdot \frac{0,503 - 0,602(1 - 0,602/2)}{1 - 0,143} = 7650 \cdot \frac{0,082}{0,857} = 732,73 \text{ мм}^2$$

Шаг 10 Определим фактическую площадь арматуры

По сортаменту арматуры (табл. 1 Приложения 3) число стержней и их диаметр принимаем так, чтобы фактическая площадь $A_s^{\text{факт}}$ была больше требуемой, а число стержней не менее 2:

$$2\text{Ø}22 A_s^{\text{факт}} = 760 \text{ мм}^2, \text{ что более требуемой}$$

$$m_s = A_s / (bh_o) * 100\% = 760 / 500 * 350 * 100 = 0,43\%$$

С учетом симметричного армирования (0,43+0,43=0,86%), процент не превышает принятый при определении жесткости и корректировка расчета не требуется.

Полученный процент армирования более минимально требуемого для элемента такой гибкости с учетом интерполяции:

$$0,1 + 11,25 / (25 - 5) * 10(0,25 - 0,1) / (25 - 5) = 0,143\%$$

Шаг 11 Выполним конструирование сечения колонны по варианту 1.

Колонна армируется сварным каркасом.

Диаметр хомутов принимают не менее $0,25 d_s = 0,25 * 22 = 5$ мм. Примем хомуты Ø5 из арматуры класса В500.

Шаг хомутов должен быть не более 500 мм и не более $20d=20*22=440$ мм при сварных каркасах. Примем шаг хомутов 400 мм.

Защитный слой бетона должен быть не менее 20 мм и не менее диаметра арматуры, тогда минимально требуемое расстояние до центра продольной арматуры составит:

$$a_s = z.c. + \frac{d_s}{2} = 22 + \frac{22}{2} = 33 \approx 35 \text{ мм} \leq 50 \text{ мм.}$$

Окончательно примем толщину защитного слоя $50-11=39$ мм, что более требуемого значения.

Так как расстояния между продольными стержнями арматуры не превышают 400 мм в обоих направлениях:

$$500-2*50=400 \text{ мм и } 400-2*50=300 \text{ мм}$$

установка дополнительных продольных стержней по конструктивным требованиям не нужна.

Пример 2.2 Подобрать несимметричную арматуру внецентренно сжатой сборной железобетонной колонны, если известно что класс бетона В30, класс арматуры А400, сечение колонны $b*h = 500*400$ мм, высота $l = 4500$ мм; усилия, действующие на колонну $N_{max}=2000 \text{ кН}$, $N_l=1680 \text{ кН}$, $M_{max}=100 \text{ кНм}$, $M_l=70 \text{ кНм}$, заделка шарн.

Шаг 1-4 выполняется как в примере 2.1

Шаг 5. Определим расчетный эксцентриситет действия нагрузки:

$$e = e_0 \eta + (h_0 - a) / 2 = 50 * 1,18 + (350 - 50) / 2 = 209 \text{ мм}$$

Шаг 6 Определим требуемую площадь сжатой арматуры

$$A_s' = \frac{2000 * 1000 * 209 - 0,39 * 15,3 * 500 * 350^2}{350(350 - 50)} = \frac{412,4 * 10^6 - 365,48 * 10^6}{105000} = 446,86 \text{ мм}^2$$

По сортаменту арматуры (табл. 1 Приложения 3) число стержней и их диаметр принимаем так, чтобы фактическая площадь $A_s^{факт}$ была больше требуемой, а число стержней не менее 2:

$$3 \varnothing 14 A_s^{факт} = 462 \text{ мм}^2, \text{ что более требуемой}$$

$$m_s' = A_s' / (b h_0) * 100\% = 462 / 500 * 350 * 100 = 0,26\%$$

Шаг 7 Определим требуемую площадь растянутой арматуры

$$A_s = \frac{0,531 * 15,3 * 500 * 350 - 2000 * 1000}{350} + 462 = \frac{1421,75 * 10^3 - 2000 * 10^3}{350} + 462 = 460,35 \text{ мм}^2$$

По сортаменту арматуры (табл. 1 Приложения 3) число стержней и их диаметр принимаем так, чтобы фактическая площадь $A_s^{факт}$ была больше требуемой, а число стержней не менее 2:

$$3\varnothing 14 A_s^{факт} = 462 \text{ мм}^2, \text{ что более требуемой}$$

$$m_s = m'_s = 0,26\%$$

Процент общего армирования составил $0,26 \cdot 2 = 0,52\%$, что больше необходимого по минимальным конструктивным требованиям.

Шаг 8 Выполним конструирование сечения колонны по варианту.

Колонна армируется сварным пространственным каркасом, собираемым из двух плоских каркасов КР-1.

Диаметр хомутов принимают не менее $0,25 d_s = 0,25 \cdot 14 = 3,5 \approx 4$ мм. Примем хомуты $\varnothing 4$ из арматуры класса В500.

Шаг хомутов должен быть не более 500 мм и не более $20d = 20 \cdot 14 = 380$ мм при сварных каркасах. Примем шаг хомутов 350 мм.

Защитный слой бетона должен быть не менее 20 мм и не менее диаметра арматуры, тогда минимально требуемое расстояние до центра продольной арматуры составит:

$$a_s = z.c. + \frac{d_s}{2} = 20 + \frac{14}{2} = 27 \text{ мм} \approx 30 \text{ мм} \leq 50 \text{ мм}.$$

Окончательно примем толщину защитного слоя $50 - 7 = 43$ мм, что более требуемого значения.

Так как расстояния между продольными стержнями арматуры не превышают 400 мм в обоих направлениях:

$$(500 - 2 \cdot 50) / 3 = 133,33 \text{ мм и } 400 - 2 \cdot 50 = 300 \text{ мм}$$

установка дополнительных продольных стержней по конструктивным требованиям не нужна.

Пример 2.3 Проверить несущую способность колонны двухэтажного монолитного каркаса, если известно что сечение колонны $b = h = 400$ мм, длина колонны первого этажа составляет $l = 4450$ мм, класс бетона В30, класс арматуры А400, армирование колонны – 8&16, усилия, действующие на колонну $N_{max} = 401$ кН, $M_{y,max} = 53,0$ кНм, $M_{z,max} = 51,0$ кНм.

Шаг 1 Определим расчетный случай

Случайный эксцентриситет, мм:

$$e_a = \max \begin{cases} l/600 = 4450/600 = 7,42 \\ h/30 = 400/30 = 13,33 \\ 10 \end{cases}$$

Начальные эксцентриситеты, мм:

$$e_{o,y} = \frac{M_y}{N} = \frac{53 \cdot 1000}{401} = 132,17 \quad e_{o,z} = \frac{M_z}{N} = \frac{51 \cdot 1000}{401} = 127,82$$

Так как условие $e_a = 13,33 \geq e_o = 132,17 (127,82)$ не выполняется для обоих направлений, то элемент внецентренно сжатый

Шаг 2 Определим гибкость элемента и необходимость учета ее влияния.

Расчетную длину элемента определим из условия:

$$l_0 = 0,7l = 0,7 \cdot 4450 = 3115 \text{ мм.}$$

Гибкость элемента составит:

$$\lambda_h = l_0/h = 3115/400 = 7,78.$$

Так как $\lambda_h = 7,78 > 4$, то влияние прогиба элемента на его прочность учтем путем умножения начальных эксцентриситетов обоих направлений e_o на коэффициент η

Шаг 3 Определим коэффициент η

1. Так как моменты примерно одинаковы, считаем, что арматура равномерно распределена по граням колонны. При принятом армировании площадь арматуры на каждой грани составит 3&16, с $A_s^{\text{факт}} = 603 \text{ мм}^2$.

2. Определим расстояние до центра стержней и рабочую высоту сечения:

Защитный слой бетона должен быть не менее 20 мм и не менее диаметра арматуры, тогда минимально требуемое расстояние до центра продольной арматуры составит:

$$a_s = \text{з.с.} + \frac{d_s}{2} = 20 + \frac{16}{2} = 28 \text{ мм} \approx 30 \text{ мм.}$$

Рабочая высота сечения во всех направлениях:

$$h_o = h - a = 400 - 30 = 370 \text{ мм}$$

3. Установим относительное значение эксцентриситета продольной силы:

$$\delta_{ey} = e_{oy}/h = 132,17/400 = 0,33; \quad \delta_{ez} = e_{oz}/h = 127,82/400 = 0,319;$$

Так как полученные значения удовлетворяют требованию $0,15 \leq \lambda \leq 1,5$, окончательно примем $\delta_{ey} = 0,33$; $\delta_{ez} = 0,319$

4. Момент инерции бетона сечения:

$$I_b = \frac{bh^3}{12} = \frac{400 * 400^3}{12} = 2133 * 10^6 \text{ мм}^4$$

5. Момент инерции растянутой и сжатой арматуры соответственно:

$$I_s = I_s' = A_s \left(\frac{h}{2} - a \right)^2 = 603(200 - 30)^2 = 17,42 * 10^6 \text{ мм}^4$$

6. Примем максимальное допустимое значение для $\varphi_l = 2$

7. Определим коэффициент k_b :

$$k_{by} = \frac{0.15}{j_l(0.3 + d_e)} = \frac{0.15}{2(0.3 + 0.33)} = 0.119$$

$$k_{bz} = \frac{0.15}{j_l(0.3 + d_e)} = \frac{0.15}{2(0.3 + 0.319)} = 0.121$$

11) Определим значение D по формуле (1.6):

$$D_y = 0.119 * 32500 * 2133 * 10^6 + 0,7 * 200000 * (17,42 + 17,42) * 10^6 = \\ = (8249377,5 + 4877600,0) * 10^6 = 13126977,5 * 10^6 \text{ Нмм}$$

$$D_z = 0.121 * 32500 * 2133 * 10^6 + 0,7 * 200000 * (17,43 + 17,43) * 10^6 = \\ = (8388022,5 + 4877600,0) * 10^6 = 13265622,5 * 10^6 \text{ Нмм}$$

12) Определим критическую Эйлерову силу из условия (1.5):

$$N_{cr,y} = \frac{3,14^2 \cdot 13126977,5 \cdot 10^6}{3115^2} = 13,34 \cdot 10^6 \text{ Н} = 13340,0 \text{ кН}$$

$$N_{cr,z} = \frac{3,14^2 \cdot 13265622,5 \cdot 10^6}{3115^2} = 13,48 \cdot 10^6 \text{ Н} = 13480,0 \text{ кН}$$

13) Определим значение коэффициента η из условия (1.4):

$$h_y = \frac{1}{1 - \frac{1}{13340,0}} = 1,03 \quad h_z = \frac{1}{1 - \frac{1}{13480,0}} = 1,031$$

Шаг 4 Определим высоту сжатой зоны бетона (одинакова для обоих направлений). Так как начальный эксцентриситет менее половины высоты сечения,

то выполняется условие $x = \frac{x}{h_0} \geq x_R$

$$x = \frac{401 \cdot 10^3 + 350 \cdot 603 \frac{1+0,531}{1-0,531} - 350 \cdot 603}{15,3 \cdot 400 + \frac{2 \cdot 350 \cdot 603}{370(1-0,531)}} = \frac{401 \cdot 10^3 + 688,87 \cdot 10^3 - 211,05 \cdot 10^3}{6120 + 2432,43} = \frac{878,82 \cdot 10^3}{8552,43} = 102,75 \text{ мм}$$

Шаг 5 Определяем расчетный эксцентриситет приложения нагрузки для обоих направлений по формуле:

$$e_y = 132,17 \cdot 1,03 + \frac{370 - 30}{2} = 306,13 \text{ мм} \quad e_z = 127,82 \cdot 1,031 + \frac{370 - 30}{2} = 271,78 \text{ мм}$$

Шаг 6 Проверяем условие прочности в обоих направлениях:

$$N \cdot e \leq R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a)$$

$$\begin{aligned} \text{по } y: 401 \cdot 10^3 \cdot 306,13 &= 15,3 \cdot 400 \cdot 102,75(370 - 0,5 \cdot 102,75) + 350 \cdot 603 \cdot (370 - 30) \\ 122758 \cdot 10^3 &= 200360958,75 + 7175700 \end{aligned}$$

$$122758 \cdot 10^3 < 272117,95 \cdot 10^3$$

Условие выполняется, следовательно, прочность колонны по направлению y обеспечена.

$$\text{по } z: 401 \cdot 10^3 \cdot 271,78 = 15,3 \cdot 400 \cdot 102,75(370 - 0,5 \cdot 102,75) + 350 \cdot 603 \cdot (370 - 30)$$

$$15872223 \cdot 10^3 < 272117,95 \cdot 10^3$$

Условие выполняется, следовательно, прочность колонны по направлению z обеспечена.

ЧАСТЬ 2.

РАСЧЕТ РАСТЯНУТЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

ОБЛАСТИ ПРИМЕНЕНИЯ И ВИДЫ ЦЕНТРАЛЬНО-РАСТЯНУТЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

По аналогии со сжатыми элементами на напряженно-деформированное состояние таких элементов так же очень сильно влияют, помимо геометрических характеристик сечения и физико-механических свойств материалов, эксцентриситет действующих усилий и гибкость элементов. Выделяют центрально-растянутые и внецентренно - растянутые элементы.

Центрально-растянутыми элементами называют такие конструкции, в нормальном сечении которых точка приложения растягивающего усилия N совпадает с точкой приложения равнодействующей усилий в продольной арматуре.

К центрально-растянутым элементам относятся затяжки арок, нижние пояса и растянутые элементы решетки ферм, стенки круглых резервуаров, бункеров, силосов, напорных труб и другие железобетонные элементы. Центрально-растянутые элементы армируются отдельными стержнями или сварными каркасами с равномерным размещением рабочей арматуры по сечению. При большой ширине сечений (стенки цилиндрических резервуаров) используют сварные сетки, располагаемые у поверхности конструкции с соблюдением минимальной толщины защитного слоя.

Продольная арматура в центрально-растянутых элементах предназначена для восприятия растягивающей силы N , так как известно, что бетон плохо работает на растяжение, в нем быстро появляются трещины и он выключается из работы. Поперечные сечения растянутых стержневых элементов могут быть прямоугольными, двутавровыми, трубчатыми и иной формы. Из условия удобства и изготовления и эксплуатации чаще других применяют прямоугольные сечения. Характер армирования растянутых элементов аналогичен сжатым. Продольная рабочая арматура устанавливается по сторонам сечения, перпендикулярным растяжения, и связывается сварными или вязаными хомутами. В растянутых стержневых элементах следует по возможности избегать стыков арматуры, а при устройстве стыков осуществлять их на сварке. Только в плитных элементах - стенах круглых резервуа-

ров, трубах, стенах бункеров, силосов - арматуру можно стыковать внахлестку без сварки при расположении стыков вразбежку. При этом площадь сечения стержней, стыкуемых в одном сечении, должна составлять: при круглых стержнях - не более 25%, а при стержнях периодического профиля - не более 50 % общей площади растянутой арматуры. Поперечная арматура (хомуты) обычно устанавливается конструктивно и должна охватывать всю продольную арматуру. Расстояние между хомутами должно быть не более удвоенной ширины наименьшей грани сечения.

Для растянутых элементов с ненапрягаемой арматурой применяют бетоны классов В15...В25. В трещиностойких конструкциях (когда недопустимо образование трещин) используют бетоны более высоких классов – В30...В40. Предварительно напряженные растянутые конструкции изготавливают из бетона класса не ниже В22,5. В конструкциях, находящихся под давлением жидкости следует применять для ненапрягаемой арматуры горячекатаную сталь классов А-300 и А-240, а для предварительно напряженной - высокопрочную проволоку классов Вр, канаты и горячекатаную сталь классов А-500 и А-600. Минимальный процент армирования растянутых элементов установлен из условия предупреждения внезапного разрушения при образовании трещин и составляет для центрально-растянутых элементов — 0,1%, для внецентренно - растянутых — 0,05 %.

Расчёт рабочей кольцевой предварительно-напряжённой арматуры стенки (сборный вариант) цилиндрического резервуара

Определить диаметр и шаг рабочей кольцевой предварительно напряженной арматуры при следующих данных:

- а) стенка цилиндрического резервуара выполнена из сборных железобетонных панелей, соединённых с днищем путём установки их в паз на битумной мастике;
- б) бетон тяжёлый классов по прочности на сжатие В15 ... В50, марок по водонепроницаемости W4 ... W8 и по морозостойкости F100 ... F150;
- в) остальные данные для расчёта – в таблице 2.2 в соответствии с заданным вариантом задачи.

Резервуар заполнен водой, но не обсыпан грунтом. Предварительное обжатие выполняется навивкой на стены высокопрочной арматурной проволоки (канатов) с ее механическим преднапряжением.

Расчёт выполняется по первой и второй группам предельных состояний. Категория трещиностойкости принята первая -недопустимо появление трещин при действии расчетных нагрузок.

Исходные данные для расчета (таблица 2.3):

- Диаметр резервуара - 24,3 м,
- Высота стенки резервуара - 3,6 м,
- Класс бетона В35,
- Класс арматуры К1500.

Шаг 1. Определим геометрические характеристики расчетной схемы

2.1 Стенку резервуара разбиваем по высоте (начиная с днища) на зоны, равные 1,0 м. В нашем случае получилось четыре зоны, рис 2.1,а.

2.2 Определим x_i – глубину до центра тяжести рассматриваемого сечения, как расстояние от низа стенки до половины высоты каждой зоны, рис 2.1,б:

$$x_1 = 3,6 - 0,6/2 = 3,3 \text{ м};$$

$$x_2 = 3,6 - (0,6 + 1,0/2) = 2,5 \text{ м};$$

$$x_3 = 3,6 - (1,6 + 1,0/2) = 1,5 \text{ м};$$

$$x_4 = 3,6 - (2,6 + 1,0/2) = 0,5 \text{ м}.$$

2.3 Определим нормативное давление воды в каждой зоне из условия:

$$p_e = H(1 - x_i/H) * \rho_e \quad (2.1)$$

где H – высота стенки резервуара; ρ_e – удельный вес воды, равный $9,81 \text{ кН/м}^3$

$$p_{e1} = 3,6(1-3,3/3,6)*9,81 = 2,94 \text{ кН/м}^2$$

$$p_{e2} = 3,6(1-2,5/3,6)*9,81 = 10,79 \text{ кН/м}^2$$

$$p_{e3} = 3,6(1-1,5/3,6)*9,81 = 20,6 \text{ кН/м}^2$$

$$p_{e4} = 3,6(1-0,5/3,6)*9,81 = 30,41 \text{ кН/м}^2$$

Максимальное давление воды на уровне низа стенки получим из условия:

$$p_{max} = H * \rho_e = 3,6 * 9,81 = 35,32 \text{ кН/м}^2$$

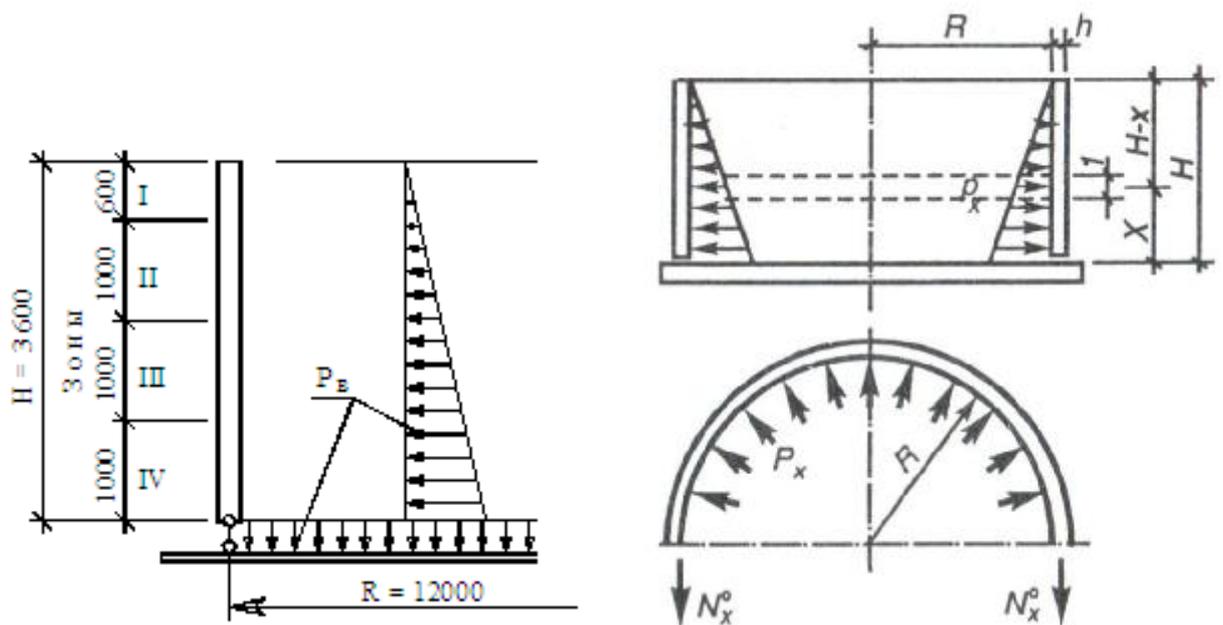


Рис.2.1 Разбиение стенки на зоны (а); расчетная схема резервуара (б).

Шаг 2. Определим условия предварительного обжатия стенок.

2.4 Назначим величину предварительного напряжения арматуры, согласно указаний [3] не более, МПа:

$$s_{sp,o} = 0,8 \times R_{s,ser} = 0,8 \times 1500 = 1200 \text{ МПа}, \quad (2.2)$$

где $R_{s,ser}$ - расчетное сопротивление арматуры для предельных состояний второй группы.

2.5 Проверим условие не превышения нулевых напряжений в бетоне :

$$\sigma_{sp} + p < R_{s,ser}. \quad (2.3)$$

$$1200 + 60 = 1260 \text{ МПа} < R_{s,ser} = 1500 \text{ МПа}$$

При механическом способе натяжения

$$p = 0,05 * \sigma_{sp} = 0,05 * 1200 = 60 \text{ МПа}$$

2.6 Начальное контролируемое напряжение кольцевой арматуры при натяжении на бетон с учётом всех потерь и коэффициента точности натяжения арматуры $\gamma_{sp} = 0,9$, примем приблизительно равным:

$$\sigma_{con,2} = 0,7 * \sigma_{sp} = 0,7 * 1200 = 840 \text{ МПа.} \quad (2.4)$$

2.7 Минимальную величину сжимающих напряжений, необходимую для обеспечения плотности стыка σ_{02} примем по зонам стенки, см рис.2,2 а равной:

1 зона менее 0,5 МПа; 2 зона 0,5 МПа; 3 зона 0,8 МПа; 4 зона 0,5 МПа.

Шаг 3. Определим усилия, возникающие в стенке резервуара (результаты в табл.2.1).

2.8 Определим кольцевые растягивающие силы от гидравлического давления воды для каждой зоны по формуле, кН/м:

$$N_{0x,i} = \gamma_f * \rho_w * R, \quad (2.5)$$

где N_i – расчётная кольцевая сила в заданной зоне; ρ_w – удельный вес воды, равный $9,81 \text{ кН/м}^3$; R – радиус резервуара; γ_f – коэффициент надёжности по нагрузке, для воды примем 1,1.

2.9 Зададимся предварительной толщиной стенки резервуара из условия:

$$d_{cm} \approx 0,5 * r * H = 0,5 * 12,15 * 3,6 = 0,2187 \text{ м} \approx 220 \text{ мм} \quad (2.6)$$

Определим характеристику жесткости стенки:

$$S = 0,76 \sqrt{r * d_{cm}} = 0,76 \sqrt{12,15 * 0,22} = 1,24 \quad (2.7)$$

2.10 Определим коэффициенты η_1 и η_2 по высоте стенки для ее расчета как балки на упругом основании (табл.1 Приложение 3) при:

$$\varphi = x_i / s \quad (2.8)$$

2.11 Т.к. соединение панелей со стенкой принято подвижное, то радиальным перемещениям стенки препятствуют силы трения, действующие в основании стенки:

$$Q_{mp} = N * f = 1,1 * 3,6 * 0,22 * 1,0 * 25 * 0,5 = 10,89 \text{ кН} \quad (2.9)$$

где N – нормальная сила от собственного веса стенки шириной 1 метр; f – коэффициент трения, принимаемый 0,5.

Проверим условие : $Q_{mp} \leq p_{max} * s / 2$, т.к. $10,89 \leq 35,32 * 1,24 / 2 = 21,94$, корректировку значения силы трения не выполняем.

2.12 Определим кольцевое растягивающее усилие от давления воды в каждом сечении на высоте x от днища, с учетом заделки фундамента из условия:

$$N_{x,i} = N_{0x,i} - \frac{2 * R}{S} * Q_{тр} * h_{1i} \quad (2.10)$$

2.13 Определим значение изгибающего момента в каждом сечении на высоте x от днища, с учетом заделки фундамента из условия:

$$M_{x,i} = S * Q_{\text{тр}} * h_{2i} \quad (2.11)$$

2.14 Максимальный момент, находящийся от днища на расстоянии $x = 0,6\sqrt{r * d_{\text{cm}}} = 0,6\sqrt{12,15 * 0,22} = 1,2\text{ м}$ определим из условия:

$$M_{x,i} = S * Q_{\text{тр}} * h_{2x} = 1,24 * 10,89 * 0,3223 = 4,36 \text{ кНм} \quad (2.12)$$

Таблица 2.1 Значения усилий в стенке от гидростатического давления

Зоны по высоте	Кольцевые растягивающие усилия в стенке $N_{0x,i}$ кН	Расчетные коэффициенты			Кольцевые растягивающие усилия в стенке с учетом заделки в фундамент $N_{x,i}$ кН
		φ	η_1	η_2	
1	385,86	2,65	-0.061	0.0287	398.81
2	1414,81	2.01	-0.056	0.1231	1426.83
3	2701,0	1.21	0.1092	0.2807	2677.75
4	3987,1	0.4	0.62	0.2548	3855.16

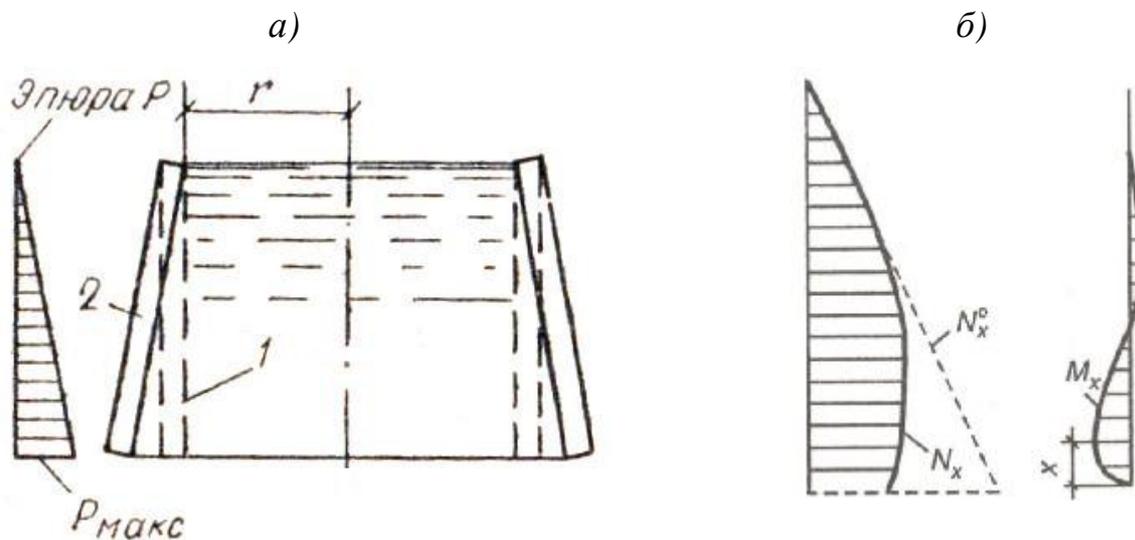


Рис. 2.2 Деформации стенки от действия гидростатического давления(а), распределение продольных усилий и изгибающего момента с учетом податливой заделки стенки в фундамент (б).

1- исходное положение стенки, 2-деформированное состояние.

Шаг 4. Определим усилия, возникающие в стенке резервуара и требуемую площадь кольцевой, предварительно-напряженной арматуры.

2.15 Расчёт кольцевой арматуры для каждой зоны стенки резервуара, выполним по формуле:

$$A_{Si} = \frac{N_{x,i} + s_{02,i} d b}{s_{con,2}}, \quad (2.11)$$

где δ – толщина стенки резервуара, рекомендуется принять не менее типового значения, рис. 2.3; b – расчётная высота сечения (зоны), принимаемая равной 1000 мм. Результаты расчета оформим в виде табл.2.1

Таблица 2.2 Значения кольцевых растягивающих усилий в стенке от гидростатического давления

Зоны по высоте	Расчетное значение усилий N_{xi} , кН	Требуемая площадь арматуры $A_{Sp.i.мм^2}$	Фактическая площадь арматуры $A_{Spф.i.мм^2}$	Количество, диаметр и шаг стержней	Процент армирования $\mu = A_{\phi} / A_{S\phi i} * 100\%$
1	398.81	605,72	600	7 ϕ 12,9 140 мм	0,29%
2	1426.83	1829,55	1900,0	19 ϕ 12,9 50 мм	0,86%
3	2677.75	3318,75	3400,0	17 ϕ 18 55 мм	1,54%
4	3855.16	4720,43	4800,0	25 ϕ 18 40 мм	2,18%

2.16 По полученным величинам A_{Si} и табл. 3 Приложения 2 определяем необходимое количество (n) и шаг (s) кольцевой предварительно-напряжённой арматуры по зонам, рис. 2.2. Учитываем конструктивные требования - минимальный шаг арматуры 40 мм, максимальный - 250мм. Количество разных диаметров по высоте - не более 3-х. Начнем подбор с наиболее нагруженной зоны, результаты заносим в таблицу 2.1.

Канат К1500 изготавливается диаметром от 6 до 18 мм, с учетом этого:

4 зона: определим требуемый диаметр каната с учетом минимального шага (по площади): $\geq \frac{4720,43}{25} \approx 188,82 \text{ мм}^2$, тогда примем $\phi 18$, число стержней

$n_{s4} = \frac{A_{s4}}{200} = \frac{4684,72}{200} = 23,42 \approx 24$ штуки, тогда $A_{S4факт} = 200 * 24 = 5000$ мм², а шаг стержней: $1000/25 = 40$ мм;

3 зона: определим требуемый диаметр каната с учетом минимального шага (по площади): $\geq \frac{3318,75}{25} \approx 132,75$ мм², можно принять $\varnothing 15,9$ тогда

$n_{s3} = \frac{A_{s3}}{150} = \frac{3318,75}{150} = 22,12 \approx 23$ штуки, тогда $A_{S3факт} = 150 * 23 = 3450$ мм², а шаг стержней: $1000/23 \approx 40$ мм или $\varnothing 18$, тогда число стержней

$n_{s3} = \frac{A_{s3}}{200} = \frac{3318,75}{200} = 16,59 \approx 17$ штук, тогда $A_{S3факт} = 200 * 17 = 3400$ мм², а шаг стержней: $1000/17 = 58,82 \approx 55$ мм. Примем второй вариант как более экономичный;

2 зона: определим требуемый диаметр каната с учетом минимального шага (по площади): $\geq \frac{1829,55}{25} \approx 71,18$ мм². Рассмотрим три варианта:

1) $\varnothing 12,9$ тогда $n_{s2} = \frac{A_{s2}}{100} = \frac{1829,55}{100} = 18,29 \approx 19$ штук, тогда $A_{S2факт} = 100 * 19 = 1900$ мм², а шаг стержней: $1000/19 \approx 50$ мм;

2) $\varnothing 15,9$ тогда $n_{s2} = \frac{A_{s2}}{150} = \frac{1829,55}{150} = 12,19 \approx 13$ штук, тогда $A_{S2факт} = 150 * 13 = 1950$ мм², а шаг стержней: $1000/12 \approx 80$ мм

3) $\varnothing 18$, тогда число стержней $n_{s2} = \frac{A_{s2}}{200} = \frac{1829,55}{200} = 9,15 \approx 10$ штук, тогда $A_{S3факт} = 200 * 10 = 2000$ мм², а шаг стержней: $1000/10 = 100$ мм.

Примем первый вариант как более экономичный.

1 зона: $\varnothing 12,9$, число канатов $n_{s1} = \frac{A_{s1}}{100} = \frac{605,72}{100} = 6,06 \approx 7$, тогда шаг стержней: $600/7 \approx 140$ мм, что менее максимального значения, а $A_{S1факт} = 100 * 7 = 700$ мм².

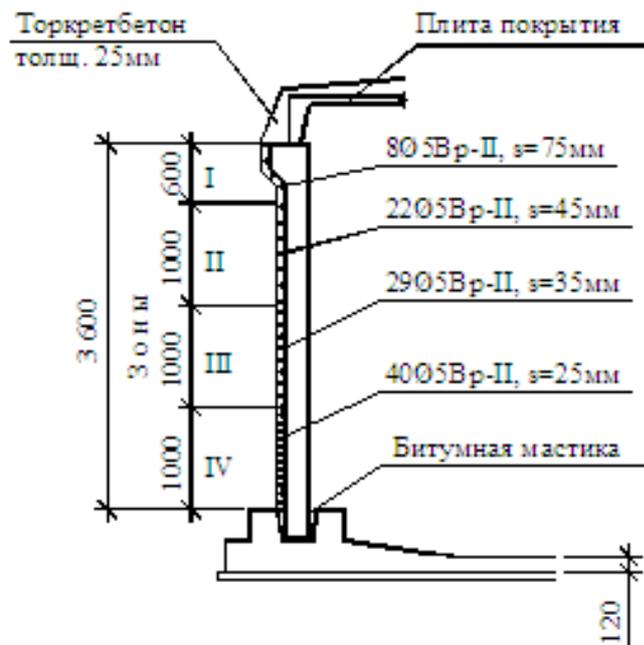


Рис. 2.2 Распределение продольных усилий и изгибающего момента с учетом податливой заделки стенки в фундамент (а), размещение арматуры по зонам (б).

2.17 Так как подбор арматуры производился из условия (2.11), то прочность стенки резервуара на растяжение в кольцевом направлении будет обеспечена во всех зонах.

Общий вид сборной стеновой панели и варианты конструктивных решений типовых панелей ПСЦ показаны на рис. 2.3.

Вертикальная арматура сеток стеновых панелей принимается из расчёта на изгиб панели стенки от монтажных нагрузок, а горизонтальная – конструктивно. При диаметре резервуара более 9-ти метров стеновые панели проектируются с криволинейной наружной поверхностью и плоской внутренней. Обжатие выполняется навивкой на стены высокопрочной арматурной проволоки (канатов) с ее механическим преднапряжением только после замоноличивания стыков между панелями и набором ими передаточной прочности бетона.

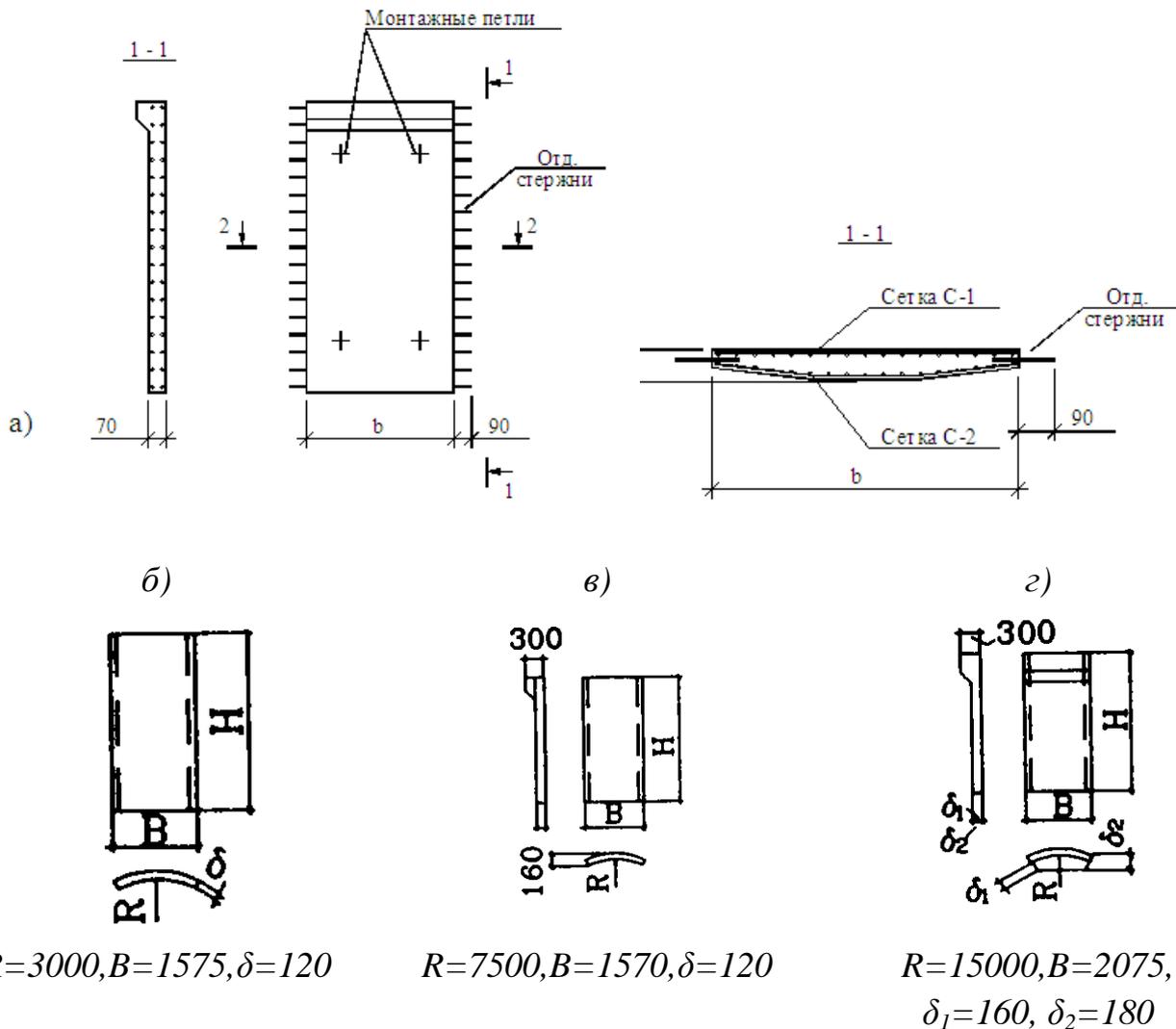


Рис. 2.3. Стеновая панель цилиндрического резервуара (а – общий вид и армирование); варианты решений типовых панелей ПСЦ (б-г).

Шаг 3. Проверим трещиностойкость самого нагруженного сечения с учетом принятой площади кольцевой предварительно-напряжённой арматуры.

Стенки должны быть рассчитаны на образование трещин от воздействия расчетного кольцевого усилия $N_{xi\text{ из}}$ условия, что оно меньше усилия кольцевого обжатия, которое определяют как:

$$P = \gamma_{sp} A_{sp} s_{sp(2)} \quad (2.12)$$

где $\gamma_{sp} = 0,9$ – коэффициент точности натяжения арматуры, $s_{sp(2)}$ – напряжение в арматуре с учетом всех потерь.

Если процент армирования сечения менее 0,25%, то значения $s_{sp(2)}$ и $A_{Sp\phi}$ следует дополнительно проверить на то, чтобы напряжения в стенке были сжимающими со значением не менее 0,5 МПа в нижней зоне стенки и не менее 0,8 МПа на

1/3 высоты при гидростатическом давлении слоя воды, равного полной высоте стены ёмкости из условия:

$$s_{bp,2i} = \frac{g_{sp} P_i - N_i}{A_{red}} \geq 0,5(0,8)МПа, . \quad (2.12)$$

Так как полученные проценты армирования превышают 0,25% достаточно выполнить проверку условия (2.12) для наиболее напряженной зоны - 4 зона с максимальным кольцевым усилием $N_{xi,max} = N_4 = 3855.16 \text{ кН/м}$, соответствующая площадь кольцевой арматуры $A_{S4факт} = 4800 \text{ мм}^2$.

Уточним соответствие класса бетона по заданию классу напрягаемой арматуры по таблице 8 Приложения 1: при классе арматуры К1500 требуется класс бетона не менее В30, следовательно необходимости увеличивать класс бетона по заданию нет.

При расчете предварительно напряженных конструкций следует учитывать снижение предварительных напряжений вследствие потерь предварительного напряжения - до передачи усилий натяжения на бетон (первые потери) и после передачи усилия натяжения на бетон (вторые потери).

При натяжении арматуры на упоры следует учитывать:

первые потери - от релаксации предварительных напряжений в арматуре, температурного перепада при термической обработке конструкций, деформации анкеров и деформации формы (упоров);

вторые потери - от усадки и ползучести бетона.

Определим потери предварительного напряжения согласно указаний СП [3].

2.18 Потери от релаксации напряжений арматуры при механическом способе натяжения определяем по формуле (9.3)[3]:

$$\Delta s_{sp1} = \left(0,22 \frac{s_{sp}}{R_{s,ser}} - 0,1\right) s_{sp} = \left(0,22 * \frac{1200}{1500} - 0,1\right) * 1200 = 91,2МПа \quad (2.6)$$

При отрицательных значениях принимают $\Delta s_{sp1} = 0$.

2.19 Потери от температурного перепада принимаем равными (п.9.1.4)[3]:

$$\Delta s_{sp2} = 1,25\Delta t = 1,25 \cdot 65 = 81,25МПа , \quad (2.7)$$

При естественном твердении бетона $\Delta s_{sp2} = 0$. Примем 0.

2.20 Потери от деформации стальной формы (п.9.1.5)[3] принимаем равными $\Delta S_{sp3} = 30 \text{ МПа}$ т.к. отсутствуют данные о конструкции формы и технологии изготовления.

2.21 Потери от деформации анкеров, расположенных у натяжных устройств, вычисляем по формуле (9.7)[3]:

$$\Delta S_{sp4} = \frac{\Delta l}{l} E_s, \quad (2.8)$$

где $\Delta l = 2 \text{ мм}$ - смещение стержня в зажимах анкеров или деформация анкеров, принятое при отсутствии данных $\Delta l = 2 \text{ мм}$;

l - расстояние между наружными гранями упоров, ширина стеновой панели со швом (мм), принимается кратно числу π в пределах $1,5 \div 3,2 \text{ м}$.

$$\Delta S_{sp4} = \frac{2}{2075} * 195000 = 187,95 \text{ МПа}$$

2.22 Сумма первых потерь будет равна:

$$\Delta S_{sp(1)} = \Delta S_{sp1} + \Delta S_{sp2} + \Delta S_{sp3} + \Delta S_{sp4} = 76,3 + 0 + 30 + 187,95 = 309,518 \text{ МПа} \quad (2.9)$$

2.23 Потери от усадки бетона определяем по формуле (9.8)[3]:

$$\Delta S_{sp5} = e_{b,sh} * E_s = 0,0002 * 195000 = 39 \text{ МПа} \quad (2.10)$$

где $e_{b,sh}$ деформации усадки бетона, значения которых можно приближенно принимать в зависимости от класса бетона равными:

0,0002 - для бетона классов В35 и ниже;

0,00025 для бетона класса В40,

0,0003 для бетона классов В45 и выше.

2.24 Потери напряжений в напрягаемой арматуре от ползучести бетона (вычисляются в уровне центра тяжести напрягаемой арматуры и в уровне крайнего сжатого волокна бетона) принимаем по упрощенной формуле равными:

$$\Delta S_{sp6} = \frac{0,8 * j_{b,cr} * a * S_{bp}}{R_{bp}} \quad (2.11)$$

где - передаточная прочность бетона $R_{bp} = 0,5 * V$ (МПа) = $0,5 * 35 = 17,5 \geq 15$ МПа, в соответствии с требованием п.6.1.6 [3], принимаем 17,5 МПа;

- напряжения в бетоне в уровне центра тяжести рассматриваемой напрягаемой арматуры (или в уровне крайнего сжатого бетонного волокна), определяется по формуле:

$$s_{bp} = \frac{P_{(1)}}{A_{red}} = \frac{4276071,3}{179217,4} = 17,30 \text{ МПа} \leq R_{bp}, \quad (2.12)$$

- усилие предварительного обжатия с учетом первых потерь:

$$P_{(1)} = A_{sp} (s_{sp} - \Delta s_{sp(1)}) = 4800 * (1200 - 309,52) = 4276071,3 \text{ Н} = 4276,07 \text{ кН},$$

- площадь поперечного сечения бетона $A_b = \delta \times b = 220 * 1000 = 220000 \text{ мм}^2$;

- коэффициент приведения арматуры к бетону $a = \frac{E_s}{E_b} = 195000 / 34500 = 5,65$;

- площадь приведенного сечения: $A_{red} = A_b + \alpha A_s = 220000 + 5,65 * 4800 = 247130,4 \text{ мм}^2$

- коэффициент ползучести бетона $\phi_{b,cr}$, принимаемый по табл.7 (Приложение 1)

$$\Delta s_{sp6} = \frac{0,8 * 1,5 * 5,65 * 17,3}{17,5} = 4,29 \text{ МПа}$$

2.25 Полная величина потерь составит:

$$\Delta s_{sp(2)} = \Delta s_{sp(1)} + \Delta s_{sp5} + \Delta s_{sp6} = 309,15 + 39 + 4,29 = 352,45 \text{ МПа} > 100 \text{ МПа} . \quad (2.14)$$

2.26 Напряжение в арматуре с учетом всех потерь равно:

$$s_{sp(2)} = s_{sp} - \Delta s_{sp(2)} = 1200 - 354,7 = 847,55 \text{ МПа} \quad (2.15)$$

2.27 Усилие предварительного кольцевого обжатия бетона с учетом полных потерь напряжений составит:

$$P = g_{sp} A_{sp} s_{sp(2)} = 0,9 * 4800 * 847,55 = 3661434,3 \text{ Н} = 3661,43 \text{ кН} \geq 3855,16 \text{ кН}$$

Так как условие не выполняется - трещиностойкость стенки не обеспечена и необходимо увеличить площадь армирования в этой зоне и повторить расчет, пп.2.24-2.27.

2.28. Примем арматуру 26 $\emptyset 18$, тогда $A_{S3факт} = 200 * 26 = 5200 \text{ мм}^2$, а шаг стержней: $1000 / 26 \approx 35 \text{ мм}$.

$$P_{(1)} = A_{sp} (s_{sp} - \Delta s_{sp(1)}) = 5200 * (1200 - 309,52) = 4632410,6 \text{ Н} = 4632,4 \text{ кН},$$

$$A_{red} = A_b + \alpha A_s = 220000 + 5,65 * 5200 = 249391,3 \text{ мм}^2$$

$$s_{bp} = \frac{P_{(1)}}{A_{red}} = \frac{4632410,6}{249391,3} = 18,57 \text{ МПа} \leq R_{bp} = 17,5, \text{ условие не выполняется, при клас-}$$

се бетона В35 напряжения в бетоне превышают передаточную прочность, необходимо увеличить класс бетона.

2.29 После изменения класса бетона на В40 получим:

$$R_{bp} = 0,5 \times B \text{ (МПа)} = 0,5 * 40 = 20 \geq 15, \text{ примем } 20 \text{ МПа.}$$

$$a = \frac{E_s}{E_b} = 195000 / 36000 = 5,42;$$

$$A_{red} = A_b + \alpha A_s = 160000 + 5,42 * 5200 = 248166,7 \text{ мм}^2$$

$$s_{bp} = \frac{P_{(1)}}{A_{red}} = \frac{4632410,6}{248166,7} = 18,66 \text{ МПа} \leq R_{bp},$$

$$\Delta s_{sp6} = \frac{0,8 * 1,4 * 5,42 * 18,66}{20} = 3,85 \text{ МПа}$$

2.30 Уточним величину пятой потери с учетом изменения класса бетона:

$$\Delta s_{sp5} = e_{b,sh} * E_s = 0,00025 * 195000 = 48,75 \text{ МПа}$$

2.31 Полные потери составят:

$$\Delta s_{sp(2)} = \Delta s_{sp(1)} + \Delta s_{sp5} + \Delta s_{sp6} = 309,15 + 48,75 + 6,06 = 361,75 \text{ МПа} > 100 \text{ МПа}$$

2.32 Величина преднапряжения арматуры с учетом всех потерь:

$$s_{sp(2)} = s_{sp} - \Delta s_{sp(2)} = 1200 - 361,75 = 838,24 \text{ МПа}$$

2.33 Величина усилия предварительного обжатия с учетом всех потерь:

$$P = g_{sp} A_{sp} s_{sp(2)} = 0,9 * 5200 * 838,24 = 3922984,7 \text{ Н} = 3922,98 \text{ кН} \geq 3855,16 \text{ кН}$$

Условие выполняется - трещиностойкость наиболее напряженной зоны стенки обеспечена при классе бетона В40 и армировании 4 зоны из 26 $\emptyset 18$ К1500, установленных с шагом 35 мм.

Отметим что разница площадей требуемой и подобранной с учетом трещиностойкости арматуры составила порядка 10,16 %, что можно учитывать при назначении площади фактической арматуры зоны при расчете по 1 группе предельных состояний (применить g_{sp} к значению $s_{con,2}$). Так же для подобных площадей арматуры потребовалось увеличение класса бетона на 2 по сравнению с рекомендуемыми табл.8 Приложения 1.

Таблица 3 Исходные данные для расчёта стенки (сборного) цилиндрического железобетонного резервуара

№№ вариантов задач	Диаметр резервуара, м	Высота резервуара, м	Класс бетона	Класс арматуры
1	2	3	4	5
1	9,28	2,4	В 15	Вр-1500
2	10,3	3,0	В 20	Вр-1400
3	12,3	3,6	В 20	Вр-1400
4	18,3	4,2	В 20	Вр-1300
5	15,3	4,8	В 15	Вр-1500
6	9,28	5,4	В 15	К-1400
7	6,6	6,0	В 40	К-1500
8	21,3	2,4	В 25	Вр-1400
9	18,3	3,0	В 25	Вр-1300
10	15,3	3,6	В 25	К-1400
11	12,3	4,2	В 20	К-1500
12	10,3	4,8	В 20	Вр-1200
13	9,28	5,4	В 20	Вр-1200
14	6,6	6,0	В 30	Вр-1300
15	24,3	2,4	В 35	К-1400
16	18,3	3,0	В 35	К-1400
17	12,3	3,6	В 40	К-1400
18	10,3	4,2	В 45	К-1400
19	9,28	4,8	В 45	К-1500
20	6,6	5,4	В 40	К-1500

РАСЧЕТ СТЕНКИ МОНОЛИТНОГО ЦИЛИНДРИЧЕСКОГО РЕЗЕРВУАРА

Определить диаметр и шаг рабочей кольцевой арматуры при следующих данных (рис 3.1):

а) стенка цилиндрического резервуара выполнена из монолитного железобетона с жестким защемлением в фундамент;

б) Резервуар заполнен водой, и обсыпан грунтом.

б) бетон тяжёлый классов по прочности на сжатие В20 ... В40, марок по водонепроницаемости W4 ... W8 и по морозостойкости F100 ... F150;

в) остальные данные для расчёта – в таблице 4 в соответствии с заданным вариантом задачи.

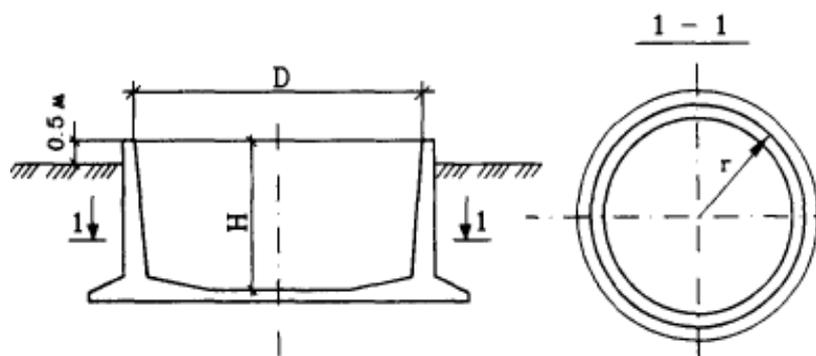


Рис 3.1. Схематический разрез резервуара

Расчёт выполняется по первой и второй группам предельных состояний.

Стены таких резервуаров испытывают сжимающие усилия от давления грунтов обсыпки и растягивающие – от гидростатического давления жидкости. Вертикальная арматура в стенке предусматривается у обеих поверхностей. Арматура подбирается по усилию M (от давления воды при отсутствии засыпки грунта) с внутренней стороны резервуара, а по $M_{гр}$ (от давления грунта при опорожненном резервуаре) – с внешней стороны. В случае, если требуется незначительное количество арматуры, то она назначается конструктивно – не менее 5 диаметров на 1 п.м. с каждой стороны стенки. Горизонтальная арматура устанавливается конструктивно.

Расчет по раскрытию трещин производится для наиболее нагруженного кольца стенки как для растянутого элемента.

Исходные данные для расчета (таблица 4):

- Диаметр резервуара, 14,0 м,
- Высота стенки резервуара, 5,4 м,
- Класс бетона В25, $R_b=14.5$ МПа, $R_{bt,ser} = 1.55$ МПа, $E_b=30000$ МПа
- Класс арматуры А500, $R_s=435$ МПа, $R_{sn}=500$ МПа. $E_s=200000$ МПа
- Плотность грунта, γ_{gp} - 17 кН/м³.

Шаг 1. Определим геометрические характеристики расчетной схемы

3.1 . Толщину стенки примем по рекомендациям[6], представленным в виде рис. 3.2 : при высоте 5.4 м- δ_{cm} - 300 мм.

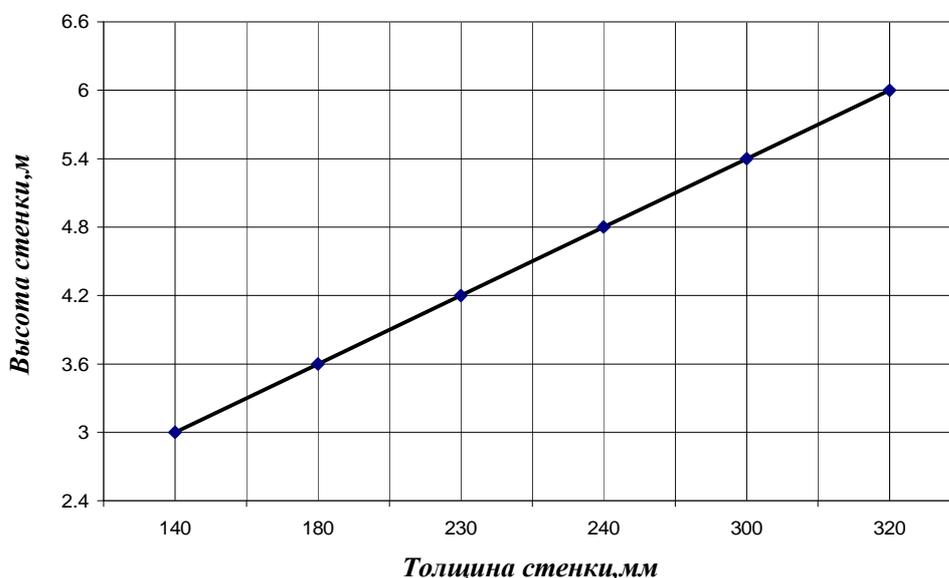


Рис.3.2 Определение предварительного значения толщины ($\delta_{ст}$) стенки резервуара.

3.2 Стенку резервуара разбиваем по высоте (начиная с днища) на зоны, равные 1,0 м. В нашем случае получилось шесть зон.

3.3 Определим h_i -высоту до рассматриваемого сечения, как расстояние от уровня верха воды до нижней точки рассматриваемой зоны (уровень воды примем на 200 мм ниже верха резервуара, тогда:

$h_1=0,2$ м; $h_2=0,2+1=1,2$ м; $h_3=0,2+1*2=2,2$ м; $h_4=0,4+1*3=3,2$ м, $h_5=0,4+1*4=4,2$ м, $h_6=0,4+5*3=5,2$ м.

3.4 Определим y_i – глубину до рассматриваемого сечения, как расстояние от низа стенки до рассматриваемой зоны:

$y_1=5,0$ м; $y_2=4,0$ м; $y_3=3,0$ м; $y_4=2,0$ м, $y_5=1,0$ м.

3.5 Определим характеристику жесткости стенки:

$$m = 1,3\sqrt{r * d_{cm}} = 1,3\sqrt{7,0 * 0,3} = 1,88м \quad (3.1)$$

3.6 Определим коэффициенты по высоте стенки для ее расчета как балки на упругом основании (табл.1 Приложение 3) при:

$$\varphi = m * y_i \quad (3.2)$$

$$\varphi_1 = 1,88 * 5 = 9,4, \eta_1 = 0,0007 \quad \eta_2 = -0,0006$$

$$\varphi_2 = 1,88 * 4 = 7,52, \eta_1 = 0,0007 \quad \eta_2 = -0,0006$$

$$\varphi_3 = 1,88 * 3 = 5,64, \eta_1 = 0,0029 \quad \eta_2 = -0,0025$$

$$\varphi_4 = 1,88 * 2 = 3,76, \eta_1 = -0,03665 \quad \eta_2 = -0,01225$$

$$\varphi_5 = 1,88 * 1 = 1,88, \eta_1 = -0,0484 \quad \eta_2 = 0,1415$$

$$\varphi_6 = 1,88 * 0 = 0, \eta_1 = 1 \quad \eta_2 = 0$$

3.7 Определим кольцевое растягивающее усилие от давления воды в каждом сечении из условия (2.1):

$$N_1 = \gamma_f * \rho_e * h_1 * R = 1,1 * 9,81 * 0,2 * 14 = 30,21 кН,$$

$$N_2 = \gamma_f * \rho_e * h_2 * R = 1,1 * 9,81 * 1,2 * 14 = 181,28 кН,$$

$$N_3 = \gamma_f * \rho_e * h_3 * R = 1,1 * 9,81 * 2,2 * 14 = 332,36 кН,$$

$$N_4 = \gamma_f * \rho_e * h_4 * R = 1,1 * 9,81 * 3,2 * 14 = 483,43 кН,$$

$$N_5 = \gamma_f * \rho_e * h_5 * R = 1,1 * 9,81 * 4,2 * 14 = 634,5 кН,$$

$$N_6 = \gamma_f * \rho_e * h_6 * R = 1,1 * 9,81 * 5,2 * 14 = 785,58 кН.$$

3.8 Определим максимальное давление воды из условия:

$$p_{e, max} = \gamma_e * H * \gamma_f = 9,81 * 5,2 * 1,1 = 56,11 кН/м^2 \quad (3.3)$$

3.9 Определим кольцевые усилия с учетом давления грунта, которые по высоте резервуара кольцевое усилие изменяется по следующей зависимости:

$$S_i = N_i - p_{e, max} * R * [h_{1i} + h_{2i} * (1 - \frac{1}{m * H})] \quad (3.4)$$

$$S_1 = 30,21 - 56,11 * 7,0 * [0,0007 - 0,0006 * (1 - \frac{1}{1,88 * 5,4})] = 30,147 кН$$

$$S_2 = 181,28 - 56,11 * 7,0 * [0,0007 - 0,0006 * (1 - \frac{1}{1,88 * 5,4})] = 181,217,$$

$$S_3 = 332,36 - 56,11 * 7,0 * [0,0029 - 0,0025 * (1 - \frac{1}{1,88 * 5,4})] = 332,106$$

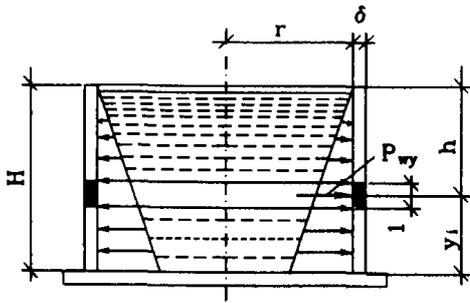
$$S_4 = 483,43 - 56,11 * 7,0 * [-0,03665 - 0,01225 * (1 - \frac{1}{1,88 * 5,4})] = 502,163$$

$$S_5 = 634,5 - 56,11 * 7,0 * [-0,0484 - 0,1415 * (1 - \frac{1}{1,88 * 5,4})] = 603,406$$

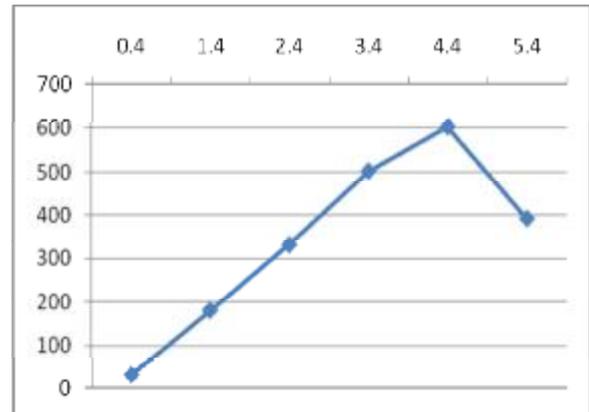
$$S_6 = 785,58 - 56,11 * 7,0 * [1 - 0 * (1 - \frac{1}{1,88 * 5,4})] = 392,787$$

Эпюра кольцевых усилий при жестком сопряжении стен с дном имеет вид кривой.

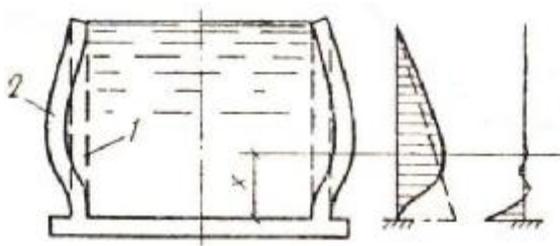
а)



в)



б)



г)

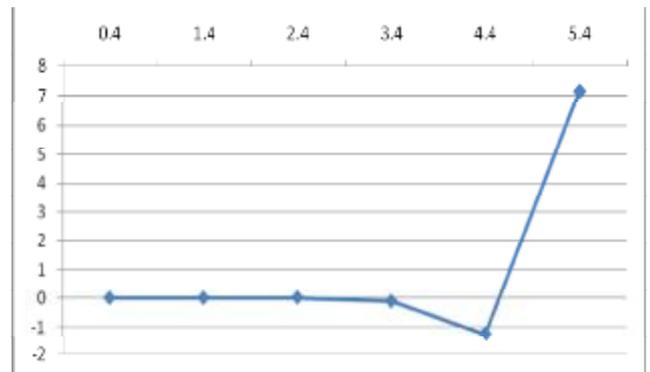


Рис.3.3 К определению кольцевых усилий и момента от давления воды на стенку резервуара.

3.10 Определим изгибающий момент по высоте стены от действия давления воды, он вычисляется по формуле:

$$M = \frac{p * y_i}{2m^2} [(1 - \frac{1}{m * H}) * h_{1i} - h_{2i}] , \quad (3.4)$$

$$M_1 = \frac{9,81 * 0,4}{2 * 1,88^2} [(1 - \frac{1}{1,88 * 5,4}) * 0,0007 - (-0,0006)] = 0,00075 \text{кНм} ,$$

$$M_2 = \frac{9,81 * 1,4}{2 * 1,88^2} [(1 - \frac{1}{1,88 * 5,4}) * 0,0007 - (-0,0006)] = 0,00263 \text{кНм} ,$$

$$M_3 = \frac{9,81 * 2,4}{2 * 1,88^2} [(1 - \frac{1}{1,88 * 5,4}) * 0,0029 - (-0,0025)] = 0,0187 \text{кНм} ,$$

$$M_4 = \frac{9,81 * 3,4}{2 * 1,88^2} \left[\left(1 - \frac{1}{1,88 * 5,4} \right) * 0,03665 - (-0,01225) \right] = -0,109 \text{кНм} ,$$

$$M_5 = \frac{9,81 * 4,4}{2 * 1,88^2} \left[\left(1 - \frac{1}{1,88 * 5,4} \right) * -0,0484 - 0,1415 \right] = -1,243 \text{кНм} ,$$

Максимальный изгибающий момент от действия воды

$$M_e^{max} = \frac{P_{e,max}}{2m^2} \left(1 - \frac{1}{m * H} \right) = \frac{56,11}{2 * 1,88^2} \left(1 - \frac{1}{1,88 * 5,4} \right) = 7,156 \text{кНм}, \quad (3.5)$$

3.11 Определим боковое давление грунта из условия:

$$p_{zp} = \gamma_{gp} * h_i * \text{tg}^2(45^\circ - \varphi/2) \quad (3.6)$$

- где γ_{gp} - плотность грунта, h_i глубина слоя, угол внутреннего трения можно принять как $\varphi=38^\circ$ (предварительное значение согласно таблицы 1.17 Сорочан Е.А. «Основания, фундаменты и подземные сооружения», окончательные значения определяются в лабораторных и полевых условиях).

Временная нагрузка на поверхность грунта (от складирования различных материалов и грузов, от гусеничного и колесного автотранспорта) $v_1=30\text{кН/м}^2$ заменяется эквивалентным слоем грунта $h_v = v_1 / \gamma_{gp} = 1,765\text{м}$, тогда расчетные высоты для определения давления принимаются как (рис.:

$$h_1 = h_v - 0,5 = v / \gamma_{gp} - 0,5 = 1,765 - 0,5 = 1,26\text{м}; \quad (3.7)$$

$$h_2 = H - 0,5 + h_v = 5,4 - 0,5 + 1,765 = 6,66; \quad (3.8)$$

где 0,5 – расстояние от верха резервуара до поверхности грунта, м.

Боковые давления грунта по верху и низу стенки:

$$p_{gp1} = \gamma_{gp} * h_1 * \text{tg}^2(45^\circ - \varphi/2) = 17 * 1,26 * \text{tg}^2(45 - 38/2) = 5,1 \text{кН/м}^2$$

$$p_{gp2} = \gamma_{gp} * h_2 * \text{tg}^2(45^\circ - \varphi/2) = 17 * 6,66 * \text{tg}^2(45 - 38/2) = 26,95 \text{кН/м}^2$$

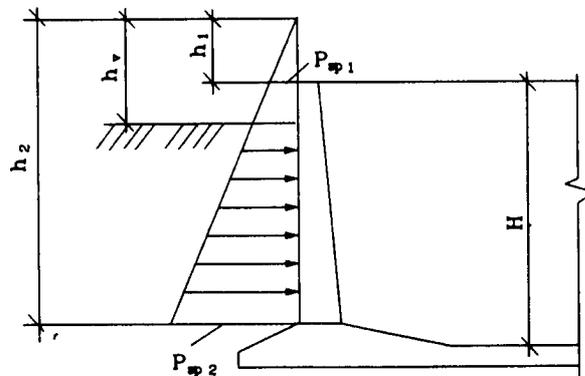


Рис.3.4 К определению давления грунта на стенку резервуара

Максимальный изгибающий момент от действия грунта и временной нагрузки:

$$M_{ep}^{max} = \frac{p_{e,max}}{2m^2} \left[1 - \frac{1 - (p_{ep1} / p_{ep2})}{m * H} \right] = \frac{56,11}{2 * 1,88^2} \left[1 - \frac{1 - (5,1 / 26,95)}{1,88 * 5,4} \right] = 7,30 \text{ кНм}, \quad (3.9)$$

Шаг 2. Расчет стен резервуара по первой группе предельных состояний

3.12 Площадь сечения требуемой *кольцевой* арматуры на 1 п.м. определяется из условия прочности растянутого элемента по формуле:

$$A_{si} = \frac{S_i}{R_s} \quad (3.10)$$

$$A_{s1} = \frac{30147}{435} = 69,30 \text{ мм}^2, A_{s2} = \frac{181217}{435} = 416,59 \text{ мм}^2, A_{s3} = \frac{332360}{435} = 763,46 \text{ мм}^2,$$

$$A_{s4} = \frac{502163}{435} = 1154,4 \text{ мм}^2, A_{s5} = \frac{603406}{435} = 1387,14 \text{ мм}^2, A_{s6} = \frac{392787}{435} = 902,96 \text{ мм}^2.$$

3.13 Количество, диаметр и шаг стержней по зонам подберем с учетом конструктивных требований:

- при армировании вразбежку в каждом кольце (на 1 м) предусматривать не менее пяти стержней рабочей арматуры;
- при симметричном армировании в два ряда – не менее 10 стержней арматуры.
- на всю высоту стенки использовать не более трех разных диаметров рабочей арматуры по сортаменту.

Наименьший из возможных диаметров арматуры определяется условием площади стержня $\geq \frac{A_{si}}{20}$

1 зона: число канатов принимаем с учетом максимально допустимого шага: $400/200 \approx 2$ принимаем 3 стержня $\varnothing 6$ с шагом 200 мм, тогда $A_{S1\text{факт}} = 84,9 \text{ мм}^2$;

2 зона: минимальная площадь стержня $\geq \frac{416,59}{20} \approx 20,82 \text{ мм}^2$, тогда примем $\varnothing 6$,

число стержней $n_{s2} = \frac{A_{s2}}{28,3} = \frac{416,59}{28,3} = 14,72 \approx 15 \text{ штук}$, тогда $A_{S2\text{факт}} = 28,3 * 12 = 424,5 \text{ мм}^2$, а шаг стержней: $1000/15 = 66,66 \approx 65 \text{ мм}$;

3 зона: минимальная площадь стержня $\geq \frac{763,46}{20} \approx 38,17 \text{ мм}^2$, тогда примем $\varnothing 8$,

число стержней $n_{s3} = \frac{A_{s3}}{50,3} = \frac{763,46}{50,3} = 15,17 \approx 16 \text{ штук}$, тогда $A_{S3\text{факт}} = 50,3 * 16 = 804,8$

мм², а шаг стержней: $1000/14=71,43 \approx 70$ мм; альтернативный вариант $\varnothing 10$, число стержней $n_{s3} = \frac{A_{s2}}{78,5} = \frac{763,46}{78,5} = 9,72 \approx 10$ штук, тогда $A_{S3\text{факт}}=78,5*10=785$ мм², а шаг стержней: $1000/10=100$ мм, примем этот вариант как более экономичный.

4 зона: минимальная площадь стержня $\geq \frac{1154,4}{20} \approx 57,72$ мм², тогда примем $\varnothing 10$,

число стержней $n_{s3} = \frac{A_{s2}}{78,5} = \frac{1154,74}{78,5} = 14,7 \approx 15$ штук, тогда

$A_{S4\text{факт}}=78,5*15=1177,5$ мм², а шаг стержней: $1000/15=66,66 \approx 65$ мм;

5 зона: минимальная площадь стержня $\geq \frac{1387,14}{20} \approx 69,36$ мм², тогда примем $\varnothing 10$,

число стержней $n_{s5} = \frac{A_{s5}}{78,5} = \frac{1387,14}{78,5} = 17,67 \approx 18$ штук, тогда $A_{S5\text{факт}}=78,5*18=1413$

мм², а шаг стержней: $1000/17=58,88 \approx 55$ мм;

6 зона: минимальная площадь стержня $\geq \frac{902,96}{20} \approx 45,14$ мм², тогда примем $\varnothing 10$,

число стержней $n_{s5} = \frac{A_{s6}}{78,5} = \frac{902,96}{78,5} = 11,5 \approx 12$ штук, тогда $A_{S5\text{факт}}=78,5*12=936,0$ мм²,

а шаг стержней: $1000/12=83,33 \approx 80$ мм.

3.14 Требуемая площадь сечения вертикальной арматуры определяется из условия прочности изгибаемого элемента прямоугольной формы шириной 1,0 м и высотой поперечного сечения $h = \delta_{cm}$. Примем защитный слой 40 мм, тогда рабочая высота сечения стенки $h_0 = 300 - 50 = 250$ см.

Определим требуемую площадь вертикальной арматуры на внутренней поверхности стенки из условий расчета п/у сечения [6]:

$$a_m = \frac{M_e^{\max}}{R_b b h_0^2} = \frac{7,156 \cdot 10^6}{14,5 \cdot 1000 \cdot 250^2} = 0,0079$$

$$x = (1 - \sqrt{1 - 2a_m}) = (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,0079}) = 0,0079,$$

$$A_{s6} = \frac{R_b b h_0 x}{R_s} = \frac{14,5 \cdot 1000 \cdot 250 \cdot 0,0079}{435} = 66,03 \text{ мм}^2.$$

Определим требуемую площадь вертикальной арматуры на наружной поверхности стенки из условий расчета п/у сечения [6]:

$$a_m = \frac{M_{ep}^{\max}}{R_b b h_0^2} = \frac{7,3 \cdot 10^6}{14,5 \cdot 1000 \cdot 250^2} = 0,008$$

$$x = (1 - \sqrt{1 - 2a_m}) = (1 - \sqrt{1 - 2 * 0,008}) = 0,008,$$

$$A_{sн} = \frac{R_b b h_o x}{R_s} = \frac{14,5 * 1000 * 250 * 0,008}{435} = 66,86 \text{ мм}^2.$$

3.15 Количество, диаметр и шаг стержней вертикальной арматуры для обеих поверхностей подберем с учетом конструктивных требований (п.3.11): минимальный диаметр арматуры $\varnothing 6$ мм, количество стержней 5 с шагом 200 мм, тогда $A_{Sв,факт} = 28,3 * 5 = 141,5 \text{ мм}^2$, что более требуемой.

Шаг.3. Расчет стен резервуара по второй группе предельных состояний:

Расчет по раскрытию трещин как для растянутого элемента производится для 5 зоны (по максимальному кольцевому усилию).

3.16 Определим процент армирования сечения:

$$\mu = A_s / (1000 * \delta_{ст}) * 100\% = 1413 / (1000 * 300) * 100\% = 0,471$$

3.17 Определим напряжение в кольцевой арматуре:

$$\sigma_s = (S_{max} * 1,0 * 10^3) / A_{s6} = (548,55 * 1000) / 1413 = 388,22 \text{ МПа}$$

3.18 Определим ширину раскрытия трещин от действия растягивающих усилий для 6 зоны:

$$\begin{aligned} a_{crc} &= j_1 * j_2 * j_3 * \frac{S_s}{E_s} * 20 * (3,5 - m) * \sqrt[3]{d} = \\ &= 1,75 * 0,5 * 1,2 * \frac{388,22}{200000} * 20 * (3,5 - 0,471) * \sqrt[3]{10} = 0,266 \text{ мм} \end{aligned} \quad (3.11)$$

где

φ_1 – коэффициент, принимаемый при учете продолжительного действия постоянных и длительных нагрузок для конструкций из тяжелого бетона при попеременном водонасыщении и высушивании равным 1,75;

$\varphi_2 = 0,5$ – коэффициент, принимаемый для стержневой арматуры периодического профиля;

φ_3 – коэффициент, принимаемый для растянутых элементов равным 1,2.

3,19 Проверим трещиностойкость из условия:

$$a_{crc} = 0,266 \text{ мм} \neq a_{crc.ult} = 0,25 \text{ мм}, \quad (1.14)$$

где ширина непродолжительного раскрытия трещин $a_{crc.ult}$ определена с учетом агрессивности среды (п.1 табл.Ж.4 [4]) - слабоагрессивная среда, бетон W4, категория

трещиностойкости -3. Условие не выполняется. требуется увеличить площадь арматуры и повторить расчет пп.3,16-3,19.

3.20. Примем площадь арматуры $A_{S6\text{макс}}=78,5*20=1570 \text{ мм}^2$, тогда

$$\mu = A_s / (1000 * \delta_{\text{ст}}) * 100\% = 1570 / (1000 * 300) * 100\% = 0.523$$

$$\sigma_s = (S_{\text{max}} * 1,0 * 10^3) / A_{s6} = (548,55 * 1000) / 1570 = 349,39 \text{ МПа}$$

$$a_{\text{crc}} = 1,75 * 0,5 * 1,2 \frac{349,39}{200000} * 20 * (3,5 - 0,523) * \sqrt[3]{10} = 0,235 \text{ мм}$$

$$a_{\text{crc}} = 0,235 \text{ мм} \leq a_{\text{crc.ult}} = 0,25 \text{ мм}.$$

Трещиностойкость стенки резервуара обеспечена

Шаг.4. Конструирование стен резервуара

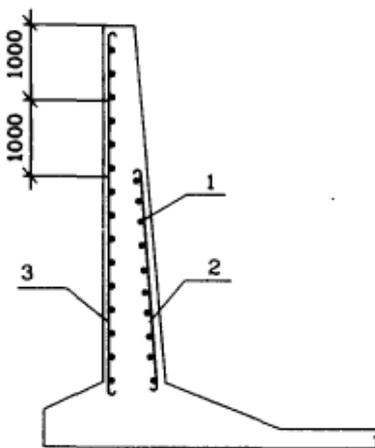


Рис. 3.5. Схема армирования цилиндрической стенки резервуара:

1- Кольцевая арматура, 2- вертикальная арматура (на момент от давления жидкости), 3- вертикальная арматура (на момент от давления грунта).

Таблица 4. Исходные данные для расчета стенки монолитного железобетонного резервуара

№№ вариан- тов задач	Внутренний диаметр d , м	Плотность грунта за- сыпки $\gamma_{сп}$, кН/м ³	Высота стенки H , м	Класс арматуры	Класс бетона
1	2	4	5	5	6
1	9,0	15	3,0	A300	B 25
2	10,0	16	3,6	A400	B 25
3	11,0	17	4,2	A500	B 30
4	12,0	15	4,8	A300	B 30
5	13,0	18	5,4	A400	B 40
6	14,0	19	6,0	A500	B 40
7	15,0	15	3,0	A300	B 35
8	16,0	16	3,6	A400	B 25
9	9,0	17	4,2	A500	B 25
10	10,0	18	4,8	A300	B 35
11	11,0	19	5,4	A400	B 25
12	12,0	15	6,0	A500	B 25
13	13,0	16	3	A300	B 40
14	14,0	17	3,6	A400	B 40
15	15,0	18	4,2	A500	B 30
16	16,0	14	4,8	A300	B 30
17	9,0	19	5,4	A400	B 25
18	10,0	15	6,0	A500	B 25
19	11,0	16	3	A300	B 25
20	12,0	17	3,6	A400	B 40

Список литературы

1. Проектирование железобетонных резервуаров/ В.А. Яров, О.П. Медведева: Учебник для вузов - М.: Изд-во АСВ, 1997. – 160 с.
2. СП 20.13330.2011 (СНиП 2.01.07-85*) Нагрузки и воздействия. Госстрой России.- М.: ФГУП ЦПП, 2005. – 44 с.
3. СП 63.13330.2012. (СНиП 52-01-2003) Бетонные и железобетонные конструкции. основные положения. «НИИЖБ» Госстроя России. 2013.
4. СП 28.13330.2017 "Защита строительных конструкций от коррозии. Актуализированная редакция СНиП 2.03.11-85"
5. Железобетонные и каменные конструкции /В. М Бондаренко, Р.О. Бакиров и др.– 2-е изд.– М.: Высш. шк., 2008. – 436 с.
6. Соколов Б.С. Никитин Г.П. Седов А.Н. Примеры расчета и конструирования железобетонных конструкций по СП 52-101-2003. Учебное пособие. – Казань: КГА-СУ, 2009г. – 96с.
7. Бойков В.Н., Стронгин С.Г. Строительные конструкции: Учебник для вузов.-2-е изд., перераб. - М.: Стройиздат,1980.-364с., ил.

Приложение 1

Таблица 1

Расчетные сопротивления бетона для предельных состояний первой группы.

Вид сопротивления	Расчетные сопротивления бетона для предельных состояний первой группы R_b и R_{bt} , МПа при классе бетона по прочности на сжатие							
	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50
Сжатие осевое, R_b	8,5	11,5	14,5	17,0	19,5	22,0	25,0	27,5
Растяжение осевое, R_{bt}	0,75	0,90	1,05	1,15	1,30	1,40	1,50	1,60

Таблица 2

Расчетные значения сопротивления ненапрягаемой арматуры
для предельных состояний первой группы

Арматура классов	Расчетные значения сопротивления арматуры для предельных состояний первой группы, МПа		
	растяжению		сжатию, R_{sc}
	продольной, R_s	поперечной (хомутов и отогнутых стержней), R_{sw}	
A240	210	170	210
A400	350	280	350
A500	435	300	435
B500	435	300	415

Таблица 3

Значения коэффициентов ξ_R и α_R в зависимости от класса продольной арматуры

Класс арматуры	A240	A400	A500	B500
Значение ξ_R	0,612	0,531	0,493	0,502
Значение α_R	0,425	0,390	0,372	0,376

Таблица 4

Расчетные значения сопротивления напрягаемой арматуры растяжению

Арматура классов	Номинальный диаметр, мм	Предельные состояния первой группы, МПа	Предельные состояния второй группы, МПа
A600	10-40	520	600
A800	10-32	695	800
A1000	10-32	870	1000
Vp500	3,4,5	415	500
Vp1200	8	1050	1200
Vp1300	7	1130	1300
Vp1400	4; 5; 6	1215	1400
Vp1500	3	1300	1500
Vp1600	3,4,5	1390	1600
K1400(K-7)	15	1215	1400
K1500 (K-7)	6-18	1300	1500
K1600 (K-19)	6; 9; 11,12, 15	1390	1600
K1700 (K-19)	6; 9	1475	1700

Таблица 5

Расчетные сопротивления бетона для предельных состояний второй группы.

Вид сопротивления	Нормативные сопротивления бетона $R_{b,n}$ и $R_{bt,n}$ и расчетные значения сопротивления бетона для предельных состояний второй группы $R_{b,ser}$ и $R_{bt,ser}$ МПа при классе бетона по прочности на сжатие							
	B10	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45
Сжатие осевое $R_{b,n}$ $R_{b,ser}$	7,5	11,0	15,0	18,5	22,0	25,5	29,0	32,0
Растяжение $R_{bt,n}$ $R_{bt,ser}$	0,85	1,10	1,35	1,55	1,75	1,95	2,10	2,25

Таблица 6

Значения начального модуля упругости бетона при сжатии и растяжении

Значения начального модуля упругости бетона при сжатии и растяжении $E_b \cdot 10^3$, МПа, при классе бетона по прочности на сжатие										
B10	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
19,0	24,0	27,5	30,0	32,5	34,5	36,0	37,0	38,0	39,0	39,5

Значение модуля упругости арматуры всех видов, кроме канатной, принимается равным $E_s = 200000$ МПа, а для канатной арматуры - $E_s = 195000$ МПа (1800000 кгс/см²).

Таблица 7

Значения коэффициента ползучести $\varphi_{b,cr}$

Относительная влажность воздуха окружающей среды, %	Значения коэффициента ползучести $\varphi_{b,cr}$ при классе бетона на сжатие									
	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
выше 75 (повышенная)	2,4	2,0	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,1	1,0
40-75 (нормальная)	3,4	2,8	2,5	2,3	2,1	1,9	1,8	1,6	1,5	1,4
ниже 40 (пониженная)	4,8	4,0	3,6	3,2	3,0	2,8	2,6	2,4	2,2	2,0

Таблица 8

Минимальные классы бетона, в котором может быть расположена напрягаемая арматура без анкеров

Характеристика напрягаемой арматуры	Класс бетона не ниже
Арматура классов: A540-A800	B20
A1000	B30
Арматура классов: Bp1200, Bp1300	B30
Bp1400, Bp1500	B20
K1400, K1500, K1600, K1700	B30

Таблица 9

Значения ζ_R для различных классов напрягаемой арматуры

σ_{sp}/R_s	Значения ζ_R при растянутой арматуре классов					
	A540	A600	A800	A1000	Bp1400	K1500
1,2	0,93	0,56	0,58	0,60	0,65	0,65
1,1	0,86	0,53	0,54	0,55	0,57	0,56
1,0	0,80	0,51	0,51	0,51	0,51	0,49
0,9	0,75	0,49	0,48	0,47	0,46	0,44
0,8	0,70	0,47	0,45	0,44	0,42	0,39
0,7	0,66	0,45	0,43	0,42	0,39	0,36
0,6	0,62	0,43	0,41	0,39	0,36	0,33
0,5	0,59	0,41	0,39	0,37	0,33	0,30

Таблица 1 Расчетные длины элементов.

а) для элементов с шарнирным опиранием на двух концах	- 1,0l;
б) для элементов с жесткой заделкой (исключающей поворот опорного сечения) на одном конце и незакрепленным другим концом (консоль)	- 2,0 l;
в) для элементов с шарнирным несмещаемым опиранием на одном конце, а на другом конце:	
с жесткой (без поворота) заделкой	- 0,7 l;
с податливой (допускающей ограниченный поворот) заделкой	- 0,9 l;
г) для элементов с податливым шарнирным опиранием (допускающим ограниченное смещение опоры) на одном конце, а на другом конце:	
с жесткой (без поворота) заделкой	- 1,5 l;
с податливой (с ограниченным поворотом) заделкой	- 2,0 l;
д) для элементов с несмещаемыми заделками на двух концах:	
жесткими (без поворота)	- 0,5 l;
податливыми (с ограниченным поворотом)	- 0,8 l;
е) для элементов с ограниченно смещаемыми заделками на двух концах:	
жесткими (без поворота)	- 0,8 l;
податливыми (с ограниченным поворотом)	- 1,2 l.

Таблица 2 Значения коэффициента ϕ

Класс бетона	фи при l/h , равном			
	6	10	15	20
B20 - B55	0,92	0,9	0,83	0,7
B60	0,91	0,89	0,80	0,65
B80	0,90	0,88	0,79	0,64

Таблица 3 Требуемая толщина защитного слоя по СП (1)

№ п.п.	Условия эксплуатации конструкций зданий	Толщина защитного слоя бетона, мм, не менее
1	В закрытых помещениях при нормальной и пониженной влажности	20
2	В закрытых помещениях при повышенной влажности (при отсутствии дополнительных защитных мероприятий)	25
3	На открытом воздухе (при отсутствии дополнительных защитных мероприятий)	30
4	В грунте (при отсутствии дополнительных защитных мероприятий), в фундаментах при наличии бетонной подготовки	40

Сортамент арматуры

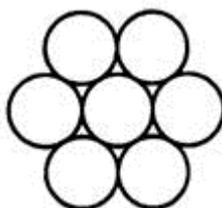
Номин. диаметр стержня, мм	Расчетная площадь поперечного стержня, мм ² , при числе стержней									Теор. масса 1м длины армат., кг	Диаметр арматуры классов	
	1	2	3	4	5	6	7	8	9		A240, A400, A500	B500
3	7,1	14,1	21,2	28,3	35,3	42,4	49,5	56,5	63,6	0,052	-	+
4	12,6	25,1	37,7	50,2	62,8	75,4	87,9	100,5	113	0,092	-	+
5	19,6	39,3	58,9	78,5	98,2	117,8	137,5	157,1	176,7	0,144	-	+
6	28,3	57	85	113	141	170	198	226	254	0,222	+	+
8	50,3	101	151	201	251	302	352	402	453	0,395	+	+
10	78,5	157	236	314	393	471	550	628	707	0,617	+	+
12	113,1	226	339	452	565	679	792	905	1018	0,888	+	+
14	153,9	308	462	616	769	923	1077	1231	1385	1,208	+	-
16	201,1	402	603	804	1005	1206	1407	1608	1810	1,578	+	-
18	254,5	509	763	1018	1272	1527	1781	2036	2290	1,998	+	-
20	314,2	628	942	1256	1571	1885	2199	2513	2828	2,466	+	-
22	380,1	760	1140	1520	1900	2281	2661	3041	3421	2,984	+	-
25	490,9	982	1473	1963	2454	2945	3436	3927	4418	3,84	+	-
28	615,8	1232	1847	2463	3079	3685	4310	4926	5542	4,83	+	-
32	804,3	1609	2413	3217	4021	4826	5630	6434	7238	6,31	+	-
36	1017,9	2036	3054	4072	5089	6107	7125	8143	9161	7,99	+	-
40	1256,6	2513	3770	5027	6283	7540	8796	10053	11310	9,865	+	-

Примечания:

1. Знак "+" означает наличие диаметра в сортаменте для арматуры данного класса.

**Сортамент канатной арматуры (КАНАТЫ СТАЛЬНЫЕ АРМАТУРНЫЕ СЕ-
МИПРОВОЛОЧНЫЕ СТАБИЛИЗИРОВАННЫЕ ГОСТ Р53772-2010)**

Номинальный диаметр каната d , мм	Предельное отклонение от номинального диаметра каната *, %	Номинальная площадь поперечного сечения каната F_H , мм ²	Номинальная масса одного погонного метра каната M , г/м	Предельное отклонение массы одного погонного метра от номинальной массы, %	
Канаты из круглой проволоки и проволоки периодического профиля - типы К7 и К7Т					
6,9	+0,3	29,0	226,5	±2	
9,0		50,0	390,5		
9,3	-0,15	52,0	406,1		
9,6		55,0	429,6		
11,0		71,8	660,9		
12,5	+0,4	93,0	726,3		
12,7		98,7	775,0		
12,9		100,0	781,0		
15,2		-0,2	139,0		1086,0
15,7			150,0		1172,0
18,0	200,0	1562,0			
Канаты из круглой гладкой проволоки, пластически обжатые, - тип К7О					
12,7	+0,4	112,0	874,7	±2	
15,2	-0,2	165,0	1289,0		



Канаты изготавливают из:

- круглой гладкой проволоки - тип К7;
- проволоки периодического профиля - тип К7Т;
- круглой гладкой проволоки, пластически обжатые, - тип К7О

Значения коэффициентов η_1 и η_2

$\varphi = m \cdot y$	η_1	η_2	$\varphi = m \cdot y$	η_1	η_2
0	1	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	0,3130	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	5,5	0,0029	-0,0023
1,7	-0,0236	0,1812	6	0,0024	-0,0007
1,8	-0,0376	0,1610	7	0,0007	-0,0006
1,9	-0,0484	0,1415			

Таблица 2

Коэффициенты надежности по нагрузке

Вид нагрузки	Коэффициент надежности по нагрузке γ_f
Постоянные: давление грунта обратной засыпки вес грунта засыпки собственный вес конструкции	1,15 1,15 1,1 (0,9)
Временные длительные: давление технологической жидкости давление грунтов вод	1 1,1
Температурные воздействия от технологической жидкости	1,2
Кратковременные: нагрузка на призме обрушения (по фактическим данным, но не менее 10 МПа (1 тс/м ²)) давление воды при гидравлическом испытании нагрузка на покрытия и обваловке, включая временную и снеговую, но не более 2,5 МПа (0,25 тс/м ²) вакуум при опорожнении закрытых емкостей по фактическим данным, но не более 0,1 МПа (100 кгс/м ²)	1,3 1 1,2 1,1

Таблица 3

Требования к ж/б конструкциям при воздействии агрессивных жидких сред [4]

Группа арматурной стали	Класс арматуры ¹⁾	Категория требований к трещиностойкости и предельно допустимая ширина непродолжительного и продолжительного раскрытия трещин, мм, ²⁾ в среде			Минимальное значение толщины защитного слоя бетона ³⁾ , мм (над чертой), и марка бетона по водонепроницаемости ⁴⁾ (под чертой) в среде		
		слабо-агрессивной	средне-агрессивной	сильно-агрессивной	слабо-агрессивной	средне-агрессивной	сильно-агрессивной
Конструкции без предварительного напряжения							
I	A240, A400, A500, A600 B _p 500 B500	$\frac{3}{0,20}$ (0,15)	$\frac{3^5)}{0,15}$ (0,10)	$\frac{3^5)}{0,10}$ (0,05)	$\frac{20}{W4}$	$\frac{20}{W6}$	$\frac{25}{W8}$
Конструкции с предварительным напряжением							
II	A600, A800 ⁶⁾ , A1000 ⁶⁾ B _p 1200 ⁷⁾ B _p 1300 ⁷⁾ , B _p 1400 ⁷⁾ , B _p 1500 ⁷⁾ , B _p 1600 ⁷⁾ К 1400 (К7), К 1500 (К7), К 1600 К 1700	$\frac{2}{0,15}$ (0,10)	$\frac{1}{-}$	$\frac{1}{-}$	$\frac{25}{W6}$	$\frac{25}{W8}$	$\frac{25}{W8}$
		$\frac{2}{0,15}$ (0,10)	$\frac{1}{-}$	$\frac{1}{-}$	$\frac{25}{W6}$	$\frac{25}{W8}$	$\frac{25}{W8}$
		$\frac{2}{0,10}$	$\frac{1}{-}$	$\frac{1}{-}$	$\frac{25}{W8}$	$\frac{25}{W8}$	$\frac{25}{W8}$
III	Арматура композитная полимерная	Ширина раскрытия трещин, минимальная толщина защитного слоя и марка бетона по водонепроницаемости не нормируются					

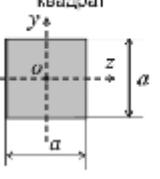
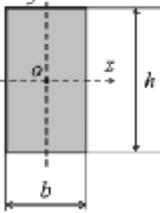
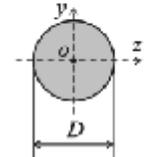
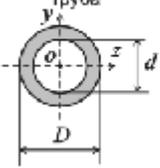
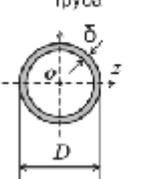
1) Обозначения классов арматуры приняты в соответствии с [СП 63.13330](#). Классы арматуры, методы ее изготовления и эксплуатационные характеристики принимаются в соответствии с нормативными документами.

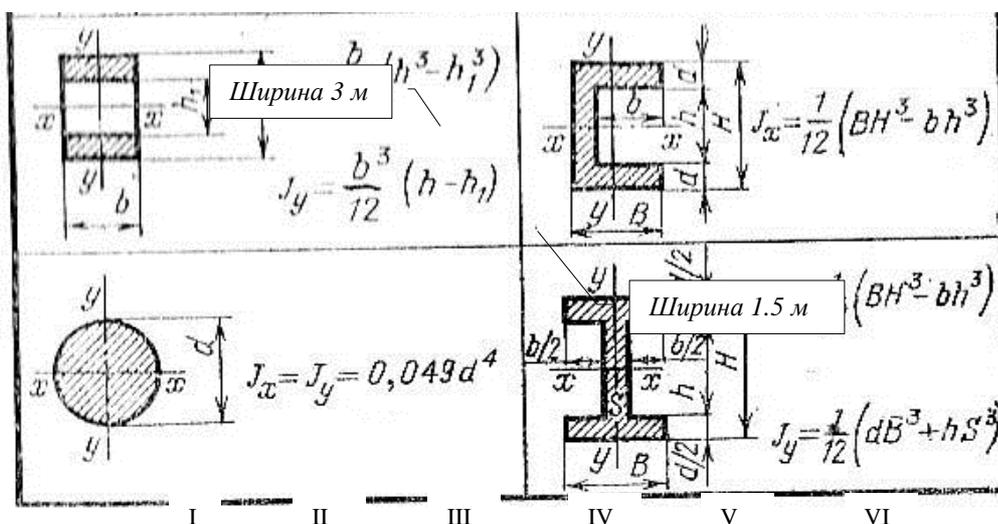
2) Над чертой - категория требований к трещиностойкости; под чертой - допустимая ширина непродолжительного и продолжительного (в скобках) раскрытия трещин.

3) Значение толщины защитного слоя для сборных железобетонных конструкций, для монолитных конструкций его следует увеличивать на 5 мм.

4) Марки бетона по водонепроницаемости для средне- и высокоагрессивных сред даны для условия наличия изоляционных покрытий. При отсутствии покрытий марки бетона по водонепроницаемости должны быть увеличены и назначаются в каждом конкретном случае

Определение основных характеристик сечения

Форма сечения	Площадь сечения	Момент инерции радиус инерции	Момент сопротивления
<p>квадрат</p> 	$F = a^2$	$I_z = I_y = \frac{a^4}{12}$ $i_z = i_y = \frac{a}{\sqrt{12}}$	$W_z = W_y = \frac{a^3}{6}$
<p>прямоугольник</p> 	$F = bh$	$I_z = \frac{bh^3}{12}$ $I_y = \frac{hb^3}{12}$ $i_z = 0,289h$ $i_y = 0,289b$	$W_z = \frac{bh^2}{6}$ $W_y = \frac{hb^2}{6}$
<p>круг</p> 	$F = \frac{\pi D^2}{4}$	$I_z = I_y = \frac{\pi D^4}{64} \approx$ $\approx 0,0491D^4$ $i_z = i_y = \frac{D}{4}$	$W_z = W_y = \frac{\pi D^3}{32} \approx$ $\approx 0,1D^3$
<p>труба</p> 	$F = \frac{\pi(D^2 - d^2)}{4}$	$I_z = I_y = \frac{\pi(D^4 - d^4)}{64}$ $i_z = i_y = \frac{D}{4} \sqrt{1 - \frac{d^2}{D^2}}$	$W_z = W_y = \frac{2I_z}{D}$
<p>Тонкостенная труба</p> 	$F = \pi D \delta$ при $\delta \leq \frac{D}{20}$	$I_z = I_y = \frac{\pi D^3 \delta}{8} \approx$ $\approx 0,3927D^3 \delta$ $i_z = i_y = 0,353D$	$W_z = W_y = \frac{\pi D^2 \delta}{4} \approx$ $\approx 0,7854D^2 \delta$



I II III IV V VI