

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ
Белорусский национальный технический университет

Кафедра «Строительные конструкции»

В. И. Смех
Н. А. Рак

**ПРОЕКТИРОВАНИЕ СБОРНЫХ
ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ
МНОГОЭТАЖНОГО КАРКАСНОГО
ЗДАНИЯ ПО СП 5.03.01-2020
«БЕТОННЫЕ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ
КОНСТРУКЦИИ»**

Учебно-методическое пособие
для студентов специальности 1-70 01 01
«Производство строительных изделий и конструкций»

*Рекомендовано учебно-методическим объединением
высших учебных заведений Республики Беларусь по образованию
в области строительства и архитектуры*

Минск
БНТУ
2023

УДК 624.012.45:378.147.091.313 (075.8)

ББК 38.53я7

П79

Р е ц е н з е н т ы:

зав. кафедрой «Технология бетона и строительные материалы» БрГТУ,

д-р техн. наук, профессор *В. В. Тур*;

главный научный сотрудник РУП «Институт жилища – НИПТИС

им. Атаева С. С., д-р техн. наук, профессор *В. М. Пилипенко*

Смех, В. И.

П79

Проектирование сборных железобетонных конструкций многоэтажного каркасного здания по СП 5.03.01-2020 «Бетонные и железобетонные конструкции»: учебно-методическое пособие для студентов специальности 1-70 01 01 «Производство строительных изделий и конструкций» / В. И. Смех, Н. А. Рак. – Минск : БНТУ, 2023. – 165 с.

ISBN 978-985-583-859-4.

Учебно-методическое пособие содержит примеры расчета и конструирования сборных железобетонных конструкций в соответствии с программой курса. Приведены рекомендации по компоновке элементов сборного перекрытия. Примеры расчета выполнены в соответствии с требованиями норм проектирования железобетонных конструкций СП 5.03.01–2020. Даны необходимые ссылки на учебную и нормативную литературу.

Пособие предназначено для студентов специальности 1-70 01 01 «Производство строительных изделий и конструкций» всех форм обучения, а также может быть использовано при курсовом проектировании студентами других специальностей строительного профиля.

УДК 624.012.45:378.147.091.313 (075.8)

ББК 38.53я7

ISBN 978-985-583-859-4

© Смех В. И., Рак Н. А., 2023

© Белорусский национальный
технический университет, 2023

1. КОМПОНОВКА КОНСТРУКТИВНОЙ СХЕМЫ ПЕРЕКРЫТИЯ

Многоэтажные здания широко используются во многих отраслях промышленности, а также при строительстве жилых, общественных и административных объектов. В промышленном строительстве многоэтажные здания используют для предприятий приборостроения, химической, легкой и пищевой промышленности, складов, холодильников, гаражей и т. п. К таким зданиям относятся также лабораторные и административно-бытовые корпуса предприятий различных отраслей промышленности.

Несущая система любого многоэтажного здания образуется вертикальными несущими конструкциями (колоннами, панелями), объединенными в единую пространственную систему горизонтальными несущими конструкциями (перекрытиями). В каркасных зданиях элементами несущей системы являются: железобетонный каркас, образованный колоннами, ригелями и фундаментами (т. е. плоскими рамами), вертикальные элементы жесткости в виде железобетонных диафрагм, столбов, металлических связей и горизонтальные элементы (перекрытия и покрытия).

Этажность и высота этажа промышленных зданий зависит от вида и технологии производства и составляет при значительных нагрузках 3–7 этажей, а при небольших нагрузках (до 5 кПа) – до 12–14 этажей; высота этажа кратна 1,2 м; ширина здания составляет 18–48 м. Размер сетки колонн зависит как от интенсивности временной нагрузки на перекрытиях, так и от специфики производства и чаще всего принимается равным 6×6, 9×6 и 12×6 м в диапазоне временных нагрузок 3–10 кПа.

Привязку колонн и стен к разбивочным осям выполняют согласно действующим нормативам. Так, при полном каркасе разбивочные оси совмещают с геометрическими осями средних колонн и с наружными гранями крайних рядов колонн. При неполном каркасе наружные разбивочные оси располагают по осям наружных стен, а внутренние – по геометрическим осям колонн. Могут быть и другие привязки осей в зависимости от типа перекрытий.

Перекрытия многоэтажных каркасных зданий бывают *балочные* и *безбалочные* в сборном, монолитном или сборно-монолитном исполнении. Сборные балочные перекрытия обычно состоят из

пустотных или ребристых плит, опирающихся на ригели каркаса. Общий принцип проектирования сборных плит перекрытий состоит в максимальном удалении бетона из растянутой зоны, оставляются лишь узкие ребра для размещения арматуры и объединения сжатой и растянутой зон сечения. Если при проектировании не ставится условие образования плоского потолка, то экономическим требованиям вполне отвечают ребристые плиты с полкой в сжатой зоне. Высота продольных ребер подбирается из условий обеспечения требования предельных состояний несущей способности и эксплуатационной пригодности и составляет $(\frac{1}{20} \dots \frac{1}{15}) L$, остальные размеры поперечного сечения во многом определяются конструктивными и технологическими требованиями при изготовлении.

Около 60–65 % от общего расхода железобетона приходится на плиты, поэтому следует уделить наибольшее внимание выбору рационального конструктивного решения этих элементов. С целью уменьшения массы плиты перекрытия проектируются облегченной конструкции:

1. Пустотные с круглыми пустотами (при переменных нагрузках до 5...7 кПа) (рис. 1.1, а).

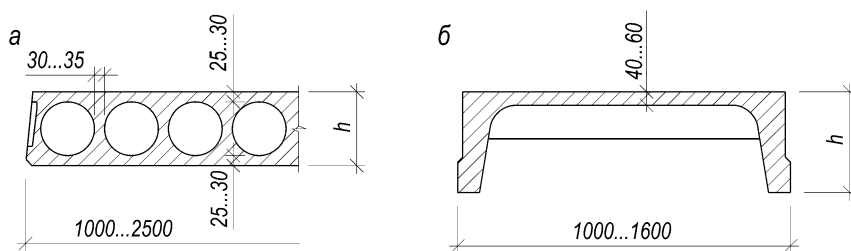


Рис. 1.1. Поперечное сечение плит перекрытия

В пустотных плитах толщина верхних и нижних полок принимается равной 25...30 мм, а ребер – 30...35 мм. Высота сечения составляет обычно 220 мм. Номинальная ширина плит принимается равной 1000...2500 мм и кратной 100 мм. Конструктивная ширина плиты по низу принимается на 10 мм меньше номинальной. Конструктивная длина плиты при опирании ее по верху ригеля принимается на 10 мм меньше номинальной.

2. Ребристые (при переменных нагрузках свыше 7 кПа) (рис. 1.1, б). Так как плиты работают на изгиб, то при проектировании поперечного сечения стараются удалить как можно больше бетона из растянутой зоны, за исключением вертикальных ребер, обеспечивающих сопротивление элемента поперечному срезу и необходимых для установки в растянутой зоне арматуры. Полка плиты представляет при этом однорядную многопролетную плиту, защемленную по контуру в продольные и поперечные ребра.

В ребристых плитах с ребрами вниз (полка в сжатой зоне) толщина полки назначается равной 40...60 мм, а ширина ребер по низу – 65...85 мм. Номинальную ширину плит принимают равной 1000...1600 мм, кратной 100 мм.

При назначении типа плит учитываются различные факторы: возможность размещения арматуры, требования к величинам защитных слоев, величина и вид полезной нагрузки, необходимость устройства гладкого потолка и т. д.

В составе сборного перекрытия плиты образуют после замоноличивания швов *жесткий горизонтальный диск*, способный активно влиять на *пространственную жесткость* здания. Плиты, укладываемые по осям средних рядов колонн, выполняют роль распорок, передающих продольные нагрузки на систему связей, а также обеспечивающих продольную устойчивость рам при монтаже каркаса.

Применяют два типа опирания плит перекрытий: по верху ригелей прямоугольного сечения (рис. 1.2, а) и на консольные полки ригелей таврового сечения (рис. 1.2, б).

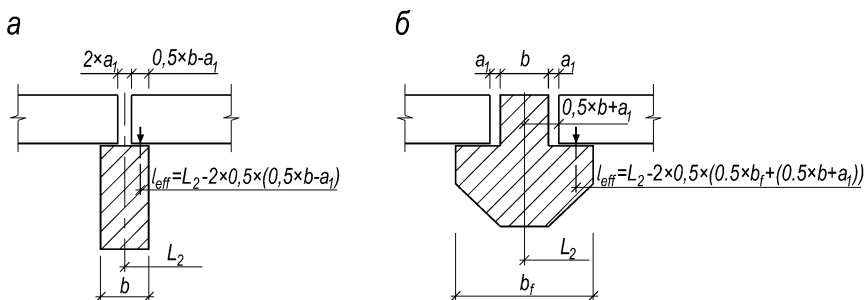


Рис. 1.2. Типы опирания плит перекрытия на ригели

Первый вариант обычно применяют при больших сосредоточенных нагрузках на перекрытие или необходимости устройства в перекрытии отверстий для пропуска коммуникаций. Второй вариант опирания, применяемый при равномерно распределенных нагрузках на перекрытие, предпочтительнее, так как уменьшаются пролеты плит.

В компоновку конструктивной схемы перекрытия входит выбор сетки колонн, назначение количества пролетов, направления ригелей, типа и ширины плит. Направление ригелей в плане перекрытия может быть продольным и поперечным (рис. 1.3). Ригели опираются на наружные стены и внутренние опоры – колонны. Величины пролетов ригелей должны находиться в пределах 5...9 м. Крайние и средние пролеты должны отличаться не более чем на 10 %.

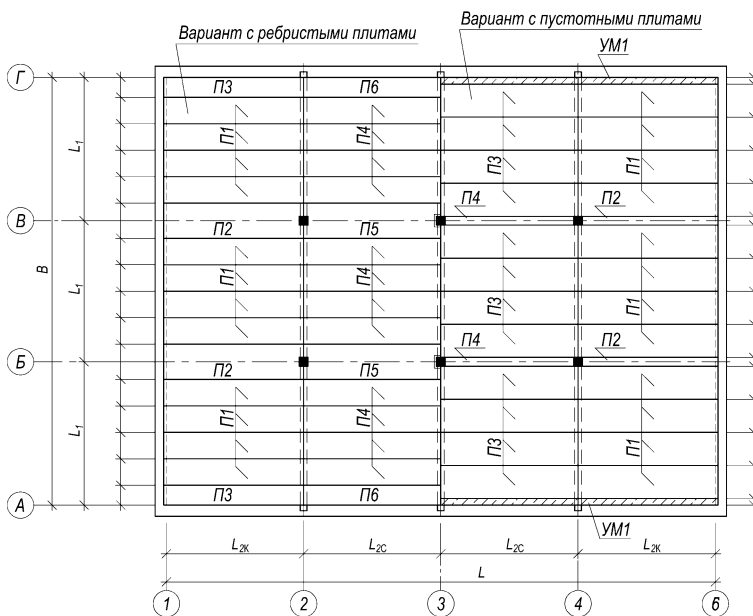


Рис. 1.3. Варианты компоновки перекрытия

По методическим соображениям размеры здания в плане и высота этажей при курсовом проектировании задаются отличными от унифицированных, но они должны приниматься кратными 100 мм. При проектировании разрабатывается несколько вариантов конструктивной

схемы перекрытия и выбирается наиболее экономичный. При этом количество типоразмеров элементов должно быть минимальным.

При компоновке перекрытия с применением пустотных плит между колоннами укладываются плиты-вставки шириной 400 мм.

При использовании ребристых плит между колоннами укладываются межколонные плиты, ширина которых может отличаться от ширины рядовых плит. У наружных стен допускается укладка доборных плит шириной 600...900 мм и/или устройство монолитных участков шириной до 450 мм.

Пример 1.1. Выполнить компоновку конструктивной схемы перекрытия четырехэтажного производственного здания с размерами в плане 25×19 м (рис. 1.4). Наружные стены – несущие кирпичные. Характеристическое значение переменной нагрузки на перекрытие $q_k = 7$ кПа.

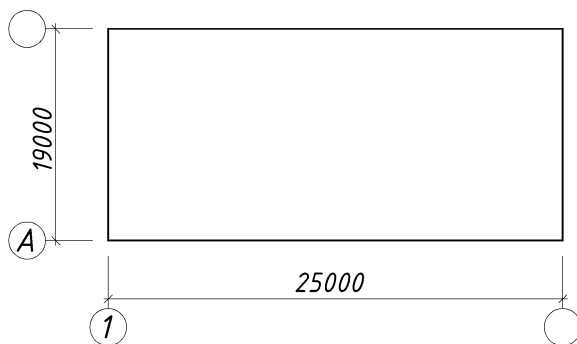


Рис. 1.4. Размеры здания в плане

Так как переменная функциональная нагрузка на перекрытие составляет 7 кПа, то допускается применение как ребристых, так и пустотных плит. Для выбора конструктивной схемы перекрытия следует рассмотреть несколько вариантов и выполнить их экономическое сравнение. Например, в одном из вариантов выбрать конструктивную схему перекрытия с поперечным расположением ригелей (рис. 1.5). После этого назначить размеры пролетов ригелей: 6300, 6400 и 6300 мм. В продольном направлении здание разбивается на 4 пролета: 6200, 6300, 6300 и 6200 мм.

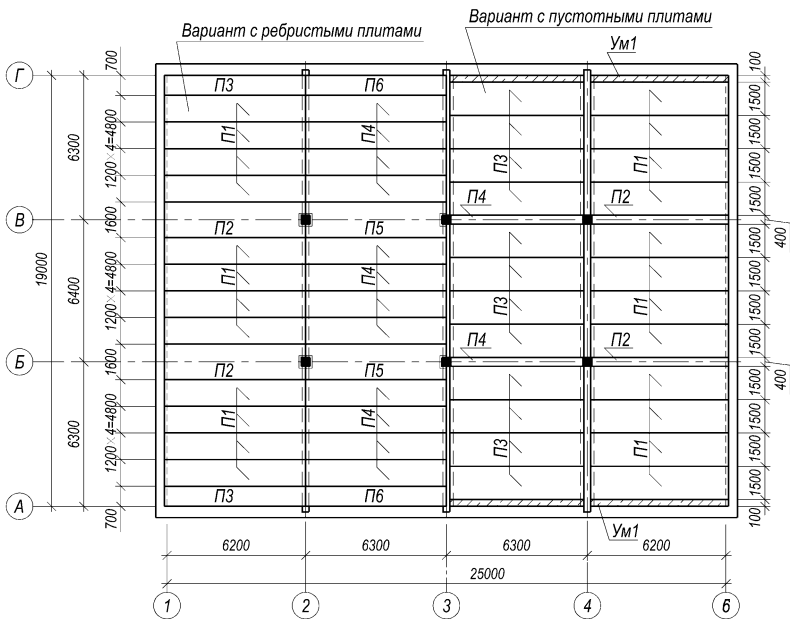


Рис. 1.5. Схема перекрытия с поперечным расположением ригелей

Компоновка с использованием пустотных плит. С учетом уложенных плит-вставок в среднем пролете здания промежутки между плитами-вставками в свету составляет $6400 - 2 \cdot 400/2 = 6000$ мм, что позволяет применить 4 плиты шириной 1500 мм или 5 плит шириной 1200 мм. В крайних пролетах промежутки между наружной стеной и плитой-вставкой составляет $6300 - 400/2 = 6100$ мм, и возможно применение вышеуказанных размеров плит. Остающийся у стен зазор шириной 100 мм заполняется монолитным железобетоном. Допускается устройство монолитных участков шириной от 50 до 450 мм (кратно 50 мм).

Компоновка с использованием ребристых плит. Расстояние в свету между стенами последовательно делится на величину номинальной ширины ребристых плит в интервале 1000...1600 мм. Если для каких-либо величин ширины плиты результаты деления являются целыми числами, необходимо убедиться в том, что результаты деления кратны количеству пролетов, т. е. в каждый пролет здания укладывается целое число плит.

Если таких выбранных размеров плит оказывается несколько, их следует сравнить с точки зрения расхода материала (бетона) и количества типоразмеров плит.

В случае невозможности подобрать плиты одинаковой ширины необходимо выбирать варианты, в которых количество плит превышает целое число, кратное количеству пролетов.

Зазор, остающийся после укладки рядовых плит выбранной ширины заполняется межколонными плитами и плитами-вставками.

Например, при ширине здания в осях 19 000 мм возможно использование плит шириной 1200 и 1600 мм. При ширине плит 1600 мм в каждый пролет укладывается по 3 плиты, при ширине 1200 мм – по 4, что в сумме составляет 14 400 мм. В оставшиеся $19\ 000 - 14\ 400 = 4600$ мм укладываются межколонные плиты шириной 1600 мм и доборные плиты шириной 700 мм у стен.

Аналогично выполняется компоновка перекрытия с продольным расположением ригелей (рис. 1.6).

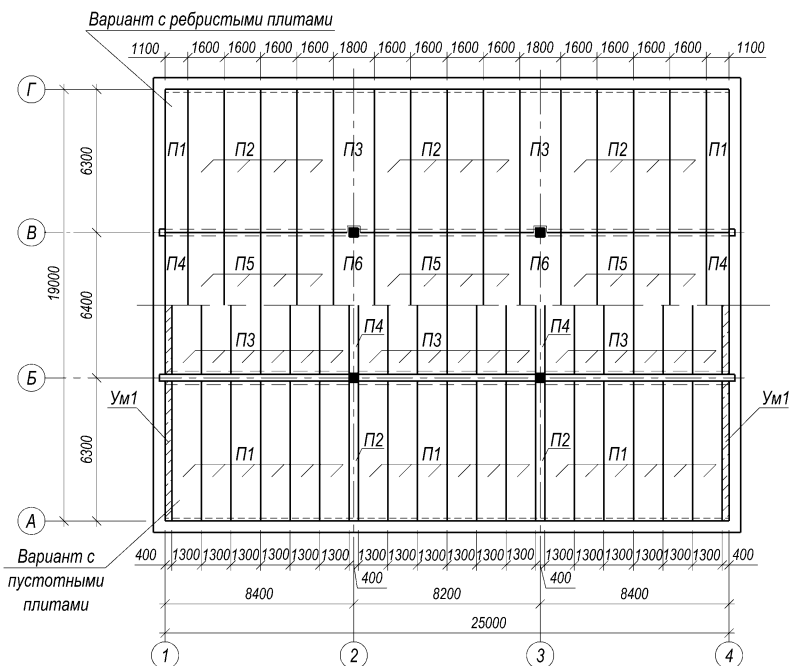


Рис. 1.6. Схема перекрытия с продольным расположением ригелей

2. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ПУСТОТНОЙ ПЛИТЫ ПЕРЕКРЫТИЯ

В многопустотных плитах толщина верхних и нижних полок принимается равной 25...30 мм, а ребер – 30...35 мм. Высота сечения составляет обычно 220 мм. Номинальная ширина плит принимается равной 1000...2500 мм и кратной 100 мм. Конструктивная ширина плиты по низу принимается на 10 мм меньше номинальной.

Армирование панелей сборных перекрытий осуществляют сварными сетками и каркасами из холоднотянутой проволоки или горячекатаной стали периодического профиля. Рабочая арматура может быть ненапрягаемой и напрягаемой, в виде отдельных проволок, стержней и канатов.

Нагрузки на 1 м² плиты перекрытия складываются из постоянной нагрузки (от собственной массы плиты и заданной конструкции пола) и переменной (функциональной), принимаемой по заданию. Расчетные значения нагрузок F_d определяются путем умножения их характеристических значений F_k на частный коэффициент по нагрузке γ_F :

$$F_d = F_k \cdot \gamma_F.$$

Для определения расчетных нагрузок частные коэффициенты по нагрузке определяются по СН 2.01.01-2020 «Основы проектирования строительных конструкций» [1, табл. НП.1] и СН 2.01.02-2019 и СН 2.01.04-2019 «Воздействия на конструкции» [2, 3]:

– от собственного веса железобетонных конструкций, выполняемых в заводских условиях – $\gamma_G = 1,2$;

– от собственного веса железобетонных конструкций и веса выравнивающих и отделочных слоев (плиты, засыпки, стяжки и др.), выполняемых на строительной площадке – $\gamma_G = 1,3$;

– для равномерно распределенных переменных нагрузок на перекрытия и лестницы (функциональных) – $\gamma_Q = 1,4$;

– для снеговой нагрузки – $\gamma_Q = 1,6$ при отношении характеристического значения снеговой нагрузки к полной нагрузке на элемент конструкции, включая нагрузку от его собственного веса (более 0,5), и $\gamma_Q = 1,5$ – в других случаях.

При расчете конструкций по предельным состояниям несущей способности при постоянных и переходных (временных) расчетных ситуациях следует принимать наиболее неблагоприятное из следующих сочетаний нагрузок [1, п. 6.4.3. и приложение А1]:

– первое основное сочетание:

$$\sum_j (\gamma_{G,j} \cdot G_{k,j}) + \sum_{i=1} (\gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i});$$

– второе основное сочетание:

$$\sum_j (\xi \cdot \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j}) + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} (\gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}),$$

где $G_{k,j}$ – характеристические значения постоянных нагрузок;

$Q_{k,1}$ – характеристическое значение доминирующей переменной нагрузки;

$Q_{k,i}$ – характеристические значения сопутствующих переменных нагрузок;

$\gamma_{G,j}$ – частный коэффициент для постоянных нагрузок;

$\gamma_{Q,i}$ – то же, для переменных нагрузок;

$\psi_{0,i} = 0,7$ – коэффициент сочетаний переменных нагрузок (кабинеты, лаборатории), принимаемые по таблице А1.1 [1];

$\xi = 0,85$ – коэффициент уменьшения для неблагоприятно действующей постоянной нагрузки.

Определение защитного слоя

Долговечная конструкция должна удовлетворять требованиям предельных состояний несущей способности и эксплуатационной пригодности в течение всего проектного срока службы без существенной утраты эксплуатационных свойств.

Защита арматуры от коррозии зависит от плотности, качества и толщины защитного слоя и наличия трещин. Плотность и качество защитного слоя достигаются ограничением водоцементного отношения, требованием к минимальному содержанию цемента и могут обеспечиваться при минимальном классе прочности бетона.

Под защитным слоем понимают расстояние между поверхностью арматуры (включая хомуты, поперечные стержни, а также поперечностную арматуру) и ближайшей поверхностью бетона.

Номинальная толщина защитного слоя должна быть указана в рабочих чертежах. Она определяется как сумма минимальной толщины c_{\min} и принятого допустимого при проектировании отклонения Δc_{dev} [4, п. 6.3.4.1]:

$$c_{nom} = c_{\min} + \Delta c_{dev}.$$

Минимальная толщина защитного слоя c_{\min} должна обеспечивать:

- надежное сцепление арматуры и окружающего бетона;
- защиту стали от коррозии (долговечность);
- соответствующую огнестойкость.

Минимальную толщину защитного слоя c_{\min} следует назначать как большее значение из условия обеспечения сцепления и защиты от влияния окружающей среды [4, п. 6.3.4.3]:

$$c_{\min} = \max \begin{cases} c_{\min, b}, \\ c_{\min, dur}, \\ 10 \text{ мм}, \end{cases}$$

где $c_{\min, b}$ – минимальная толщина из условия сцепления, назначается равной предполагаемому диаметру арматуры;

$c_{\min, dur}$ – минимальная толщина из условий защиты от влияния окружающей среды;

Δc_{dev} – допустимое отклонение при проектировании. В соответствии с п. 6.3.4.14 [4] принимается $\Delta c_{dev} = 10$ мм.

Рекомендуемый класс бетона по прочности на сжатие принимается в зависимости от условий эксплуатации конструкции ([4, табл. 6.9, 6.11]).

Минимальный защитный слой для арматурной стали в нормальном бетоне, исходя из условий эксплуатации и классов конструкций, определяется значением $c_{\min, dur}$, которое зависит от класса экспозиции. В таблицах П.2 и П.3 Приложения приведены минимальные классы

прочности бетона и значения $c_{\min,dur}$ для класса конструкций S4, соответствующего сроку эксплуатации здания 50 лет (таблицы П.2 и П.3 составлены на основании таблиц 6.9, 6.11, Г.1, Г.2 [4]).

Пример 2.1. Запроектировать сборную многопустотную плиту перекрытия при следующих данных: ширина плиты – 1500 мм, пролет плиты в осях – 6,3 м (см. рис. 1.5). Плита опирается на полки ригелей. Конструкция пола – ксилол (табл. П.15 Приложения). Характеристическое значение функциональной нагрузки – 7 кПа. Класс экспозиции – ХС1. Категория долговечности здания – S4.

Плита изготавливается по конвейерной или поточно-агрегатной технологии. Бетон тяжелый, подвергнутый тепловой обработке при атмосферном давлении. Способ натяжения арматуры – механический на упоры стенда. Средняя прочность бетона в момент передачи усилия предварительного обжатия на бетон $f_{ck}(t)$ предварительно принята равной $0,8f_{c,cube}^G$.

В качестве рабочей напрягаемой арматуры приняты канаты класса Y1860S7 по СТБ EN 10138-3-2009 [10]. В качестве ненапрягаемой арматуры ребер принята арматура класса S500. Полка плиты армируется сварной сеткой из проволоки класса S500.

Определение нагрузок

Состав перекрытия показан на рис. 2.1.

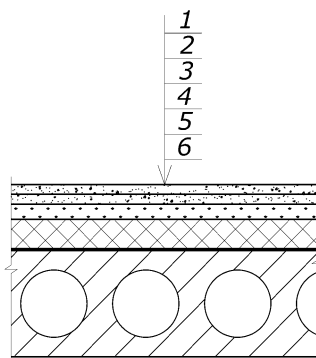


Рис. 2.1. Состав перекрытия

Определение нагрузок на 1 м² перекрытия приведено в табл. 2.1

Таблица 2.1

Характеристические и расчетные нагрузки на 1 м² перекрытия

№	Наименование нагрузки	Характеристическое значение, кН/м ²	γ_F	Расчетное значение, кН/м ²
Постоянная нагрузка				
1	Верхний слой ксилолита $\delta = 10$ мм, $\gamma = 18$ кН/м ³	0,18	1,3	0,234
2	Нижний слой ксилолита $\delta = 10$ мм, $\gamma = 10$ кН/м ³	0,1	1,3	0,13
3	Стяжка цементно-песчаная М100 $\delta = 40$ мм, $\gamma = 22$ кН/м ³	0,88	1,3	1,144
4	Теплоизоляция – керамзитобетон $\delta = 55$ мм, $\gamma = 10$ кН/м ³	0,55	1,3	0,715
5	Один слой оклеечной пароизоляции на битумной мастике $\delta = 3$ мм, $m = 0,05$ кН/м ²	0,05	1,3	0,065
6	Железобетонная многопустотная плита перекрытия	2,75	1,2	3,3
Итого:		$g_k = 4,51$		$g_d = 5,588$
Переменная нагрузка				
	Функциональная нагрузка	7	1,4	9,8
Итого:		$q_k = 7$		$q_d = 9,8$

Необходимо определить:

– первое основное сочетание:

$$p_1 = g + \psi_0 \cdot q = 5,588 + 0,7 \cdot 9,8 = 12,448 \text{ кН/м}^2;$$

– второе основное сочетание:

$$p_2 = \xi \cdot g + q = 0,85 \cdot 5,588 + 9,8 = 14,549 \text{ кН/м}^2.$$

Для дальнейших расчетов принимаем **второе** сочетание, как наиболее неблагоприятное сочетание.

Расчетные данные для подбора сечения

В качестве рабочей арматуры приняты канаты класса Y1860S7 с натяжением на упоры. Полки плиты армируются сварными сетками из проволоки класс S500. Средняя относительная влажность воздуха принята не менее 40 %. Класс экспозиции XC1. Бетон плиты принят класса C^{30/37}. Класс бетонной смеси по консистенции S2.

Характеристики бетона (таблица П.8 Приложения):

- гарантированная прочность на сжатие $f_{c,cube}^G = 37$ МПа;
- характеристическая прочность на осевое сжатие $f_{ck} = 30$ МПа;
- средняя прочность бетона на осевое сжатие $f_{cm} = 38$ МПа;
- средняя прочность бетона на осевое растяжение $f_{ctm} = 2,9$ МПа;
- расчетная прочность на осевое сжатие:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{30}{1,5} = 20 \text{ МПа};$$

- расчетная прочность на осевое растяжение:

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,0.05}}{\gamma_c} = \frac{2,0}{1,5} = 1,33 \text{ МПа};$$

- модуль упругости бетона при тепловой обработке (табл. П.9):

$$E_{cm} = 0,9 \cdot 37 \cdot 10^3 = 33,3 \cdot 10^3 \text{ МПа}.$$

Характеристики **напрягаемой** арматуры класса Y1860S7 (табл. П.7 Приложения):

- характеристическое значение временного сопротивления высокопрочной арматуры $f_{pk} = 1860$ МПа;
- минимальное характеристическое значение 0,1 %-го условного предела текучести для канатной арматуры зависит от диаметра каната. Поэтому предварительно принимаем ([10, табл. 2]):

$$f_{p0,1k} = 0,86 \cdot f_{pk} = 0,86 \cdot 1860 = 1600 \text{ МПа};$$

– расчетное сопротивление напрягаемой арматуры:

$$f_{pd} = \frac{f_{p0,1k}}{\gamma_c} = \frac{1600}{1,15} = 1391 \text{ МПа};$$

– модуль упругости $E_p = 200$ ГПа [4, п. 6.2.3.13].

Характеристики **ненапрягаемой** арматуры класса S500:

– характеристическое сопротивление $f_{yk} = 500$ МПа;

– расчетное сопротивление:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} \approx 435 \text{ МПа}.$$

Статический расчет плиты

Расчетная схема панели принята в виде однопролетной свободно опертой балки, нагруженной равномерно распределенной нагрузкой (рис. 2.2).

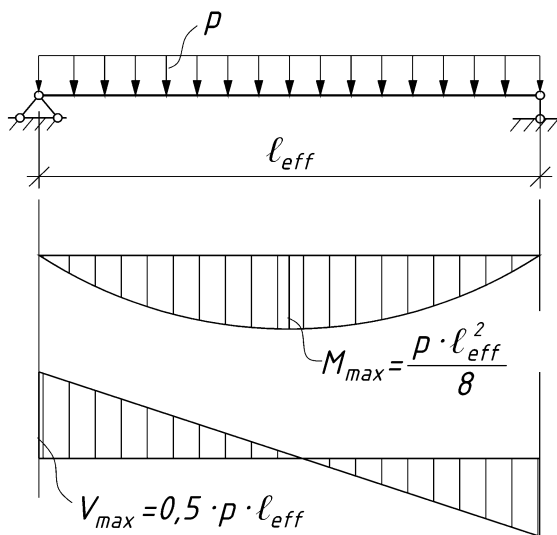


Рис. 2.2. Расчетная схема панели

При опирании плиты на полки ригелей (рис. 1.2, б) за эффективный (расчетный) пролет плиты принимается расстояние между центрами опор:

$$l_{eff} = l_{cp} - \left(\frac{b_f}{2} + \frac{b}{2} + 2a_1 \right) = 6300 - \left(\frac{565}{2} + \frac{300}{2} + 20 \right) \approx 5858 \text{ мм},$$

где $l_{cp} = 6300$ м – шаг ригелей (рис. 1.4);

$a_1 = 10$ мм – монтажный зазор;

$b = 300$ мм – ширина сечения ригеля (рис. 3.2);

$b_f = 565$ мм – ширина полки ригеля.

При номинальной ширине панели 1,5 м погонная нагрузка на 1 м длины составит (кН/м):

$$p = p_2 \cdot 1,5 = 14,55 \cdot 1,5 = 21,83 \text{ кН/м}.$$

Тогда изгибающий момент от действия расчетной нагрузки:

$$M_{Ed} = \frac{p \cdot l_{eff}^2}{8} = \frac{21,83 \cdot 5,858^2}{8} = 93,64 \text{ кНм}.$$

Поперечная сила на опоре от действия расчетной нагрузки:

$$V_{Ed} = \frac{p \cdot l_{eff}}{2} = \frac{21,83 \cdot 5,858}{2} = 63,94 \text{ кН}.$$

Назначение величины предварительного напряжения в арматуре

Натяжение арматуры производится на упоры стенда механическим способом, а обжатие бетона производят усилием напрягаемой арматуры при достижении прочности не менее 70 % от проектной.

При твердении бетон подвергается тепловой обработке при атмосферном давлении.

Усилие, прилагаемое в процессе натяжения к активному концу (анкеру) напрягаемой арматуры, не должно превышать максимального значения P_{max} , определенного по формуле [4, п. 5.7.2.1]:

$$P_{\max} = A_p \cdot \sigma_{0\max},$$

где A_p – площадь поперечного сечения напрягаемой арматуры;

$\sigma_{0\max}$ – максимальное напряжение в напрягаемой арматуре, определяемое при натяжении проволоки и канатов по СТБ EN 10138 [10, 11] из условия:

$$\sigma_{0\max} = \min \begin{cases} 0,8f_{pk}, \\ 0,9f_{p0,1k}, \end{cases}$$

где $f_{pk} = 1860$ МПа – характеристическое значение временного сопротивления высокопрочной арматуры;

$f_{p0,1k} = 1600$ МПа – характеристическое значение условного предела текучести канатной арматуры ($f_{p0,1k} = 0,86f_{pk}$).

Тогда

$$\sigma_{0\max} \leq \min \begin{cases} 0,8f_{pk} = 0,8 \cdot 1860 = 1488 \text{ МПа}, \\ 0,9f_{p0,1k} = 0,9 \cdot 1600 = 1440 \text{ МПа}. \end{cases}$$

Принимаем $\sigma_{0\max} = 1440$ МПа.

При предварительном подборе арматуры рекомендуется принимать ориентировочно суммарную величину потерь предварительного напряжения до их расчета в пределах $\Delta P_{m,t} \approx (0,3...0,4)P_{\max}$.

Тогда установившиеся напряжения в арматуре с учетом всех потерь предварительного напряжения при предварительном подборе арматуры составят:

$$\sigma_{p,mt} = 0,65 \cdot \sigma_{0\max} = 0,65 \cdot 1440 = 936 \text{ МПа}.$$

Выбор расчетного сечения

Расчет продольной арматуры производится из условия обеспечения сопротивления изгибу сечения, нормального к продольной оси элемента. Сечение панели с круглыми пустотами приводится к двутавро-

вому в соответствии с рис. 2.3, для этого круглые пустоты заменяются квадратными равной площади и равного момента инерции, т. е. $h_1 = 0,9d = 0,9 \cdot 159 = 143$ мм. Тогда толщина полок двутавра составит:

$$h_f = h'_f = 0,5 \cdot (h - h_1) = 0,5 \cdot (220 - 143) = 38 \text{ мм.}$$

При расчете сопротивления сечения полку в растянутой зоне условно не учитывают. Приведенная толщина ребер, в соответствии с рисунком 2.3, b равна:

$$b_w = b'_f - n \cdot h_1 = 1460 - 7 \cdot 143 = 459 \text{ мм.}$$

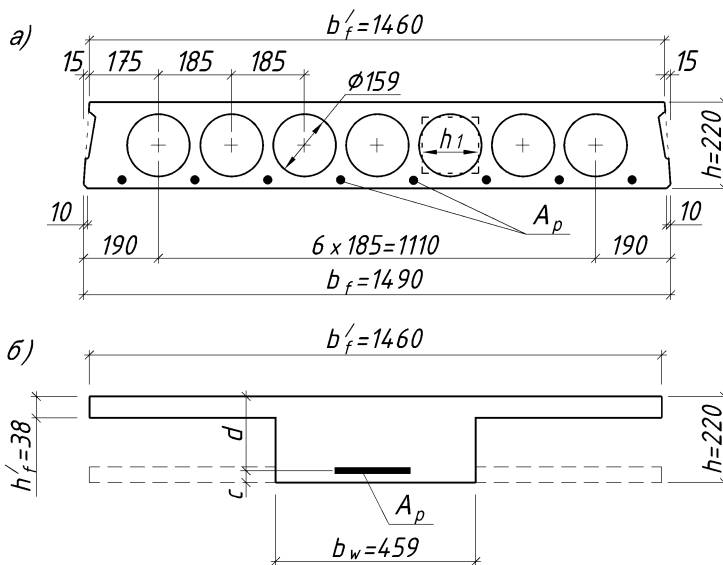


Рис. 2.3. Расчетное сечение пустотной плиты:
а – действительное сечение; б – эквивалентное сечение

Определение геометрических характеристик сечения плиты

Геометрические характеристики сечения при обеспеченном сцеплении ненапрягаемой арматуры с бетоном следует определять

по правилам сопротивления материалов с учетом площади ненапрягаемой арматуры с использованием коэффициента приведения, равного отношению модуля упругости ненапрягаемой арматуры к модулю упругости бетона.

В запас расчета при вычислении геометрических характеристик сечения плиты площадь ненапрягаемой арматуры не учитываем. Ширина полок принимается одинаковой.

Площадь поперечного сечения (рис. 2.2, б):

$$A_c = b_{eff} \cdot h'_f + b_f \cdot h_f + b_w (h - h'_f - h_f) = 1460 \cdot 38 + 1460 \cdot 38 + 459 \cdot (220 - 2 \cdot 38) = 177\,056 \text{ мм}^2.$$

Статический момент поперечного сечения относительно нижней грани продольного ребра:

$$S_c = (b_{eff} - b_w) \cdot h'_f (h - 0,5h'_f) + 0,5(b_f - b_w) \cdot h_f^2 + 0,5 \cdot b_w \cdot h^2 = (1460 - 459) \cdot 38 \cdot (220 - 0,5 \cdot 38) + 0,5 \cdot (1460 - 459) \cdot 38^2 + 0,5 \cdot 459 \cdot 220^2 = 19\,476\,160 \text{ мм}^3.$$

Расстояние от центра тяжести сечения до относительно нижней грани ребра:

$$y_{0-0} = \frac{S_c}{A_c} = \frac{19\,476\,160}{177\,056} = 110 \text{ мм}.$$

Момент инерции поперечного сечения относительно центра тяжести:

$$I_c = \frac{b_{eff} \cdot h_f'^3}{12} + b_{eff} \cdot h'_f (h - y_{0-0} - 0,5h'_f)^2 + \frac{b_f \cdot h_f^3}{12} + b_f \cdot h_f (y_{0-0} - 0,5h_f)^2 + \frac{b_w (h - h'_f - h_f)^3}{12} +$$

$$\begin{aligned}
& +b_w(h-h'_f-h_f)\left(y_{0-0}-\frac{h-h'_f-h_f}{2}\right)^2=\frac{1460\cdot 38^3}{12}+ \\
& +1460\cdot 38\cdot(220-110-0,5\cdot 38)^2+\frac{1460\cdot 38^3}{12}+ \\
& +1460\cdot 38\cdot(110-0,5\cdot 38)^2+\frac{459\cdot(220-2\cdot 38)^3}{12}+ \\
& +459\cdot(220-2\cdot 38)\cdot\left(110-\frac{220-2\cdot 38}{2}\right)^2=1\,141\,868\,458\text{ мм}^4.
\end{aligned}$$

Момент сопротивления нижней части сечения:

$$W_c = \frac{I_c}{y_{0-0}} = \frac{1\,141\,868\,458}{110} = 10\,380\,622\text{ мм}^3.$$

Расстояние от центра тяжести сечения до верхней ядровой точки сечения:

$$r = \frac{W_c}{A_c} = \frac{10\,380\,622}{177\,056} = 58,6\text{ мм.}$$

Расчет несущей способности панели по сечению, нормальному к продольной оси

Предварительный подбор площади сечения напрягаемой арматуры выполняется с использованием расчетной модели с укороченной прямоугольной эпюрой напряжений в сжатой части сечения. Продольная ненапрягаемая арматура, установленная в полке (в сжатом бетоне), не учитывается.

Предельное усилие в бетоне сжатой зоны определяется при напряжениях, равных расчетной прочности бетона на сжатие ηf_{cd} (где η принимается согласно указаниям СП 5.03.01-2020 [4, п. 6.1.5.5]).

Сжимающие напряжения считаются равномерно распределенными по высоте $x_{eff} = \lambda x$ прямоугольной эпюры напряжений сече-

ния, высота которой должна быть не более граничной ($x_{eff} = \lambda \xi_{lim} \cdot d$), где ξ_{lim} определяется по формуле:

$$\xi_{lim} = \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{sy} + \varepsilon_{cu2}}.$$

Значение коэффициента λ , применяемого для определения эффективной высоты сжатой зоны сечения, и значение коэффициента η для определения эффективной прочности принимают равными:

– для $f_{ck} < 50$ МПа – $\lambda = 0,8$; $\eta = 1,0$;

– для $50 < f_{ck} < 90$ МПа – $\lambda = 0,8 - \frac{f_{ck} - 50}{400}$; $\eta = 1,0 - \frac{f_{ck} - 50}{200}$.

В соответствии с сортаментом (таблица П.5 Приложения) принимаем $c_{min, b} = 13$ мм; для класса экспозиции ХС1 $c_{min, dur} = 25$ мм (таблица П.2 Приложения).

$$c_{min} \geq \max \begin{cases} c_{min, b} = 13 \text{ мм,} \\ c_{min, dur} = 25 \text{ мм,} \\ 10 \text{ мм} \end{cases}$$

Величина защитного слоя:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev},$$

В соответствии с п. 6.3.4.14 [4] принимаем $\Delta c_{dev} = 5$ мм.

Следовательно, принимаем $c_{nom} = 25 + 5 = 30$ мм.

Расстояние от нижней грани сечения до центра тяжести продольной арматуры определяется по формуле:

$$c = c_{nom} + \frac{\varnothing}{2} = 30 + \frac{13}{2} = 36,5 \text{ мм.}$$

Принимаем $c = 40$ мм.

Полезная высота сечения:

$$d = h - c = 220 - 40 = 180 \text{ мм.}$$

Определяем положение границы условной сжатой зоны при расчете таврового сечения.

Изгибающий момент, воспринимаемый бетоном при положении низа эпюры напряжений по нижней грани полкой:

$$\begin{aligned} M_{Rd,f} &= f_{cd} \cdot b'_f \cdot h'_f \cdot \left(d - \frac{h'_f}{2} \right) = \\ &= 20 \cdot 1460 \cdot 38 \cdot \left(180 - \frac{38}{2} \right) = 178,65 \cdot 10^6 \text{ Нмм.} \end{aligned}$$

Поскольку $M_{Rd,f} = 178,65 \text{ кНм} > M_{Ed} = 93,64 \text{ кНм}$, низ эпюры напряжений расположен в пределах полки и сечение рассчитывается как прямоугольное с шириной $b = b'_f = 1460 \text{ мм}$.

Относительный момент сжатой зоны бетона:

$$\alpha_m = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{93,64 \cdot 10^6}{20 \cdot 1460 \cdot 180^2} = 0,099.$$

Относительная высота прямоугольной эпюры напряжений:

$$\xi_{eff} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,099} = 0,104.$$

Площадь сечения продольной напрягаемой арматуры:

$$A_p = \frac{M_{Ed}}{f_{pd} \cdot d \cdot (1 - 0,5 \cdot \xi_{eff})} = \frac{93,64 \cdot 10^6}{1391 \cdot 180 \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,104)} = 394,5 \text{ мм}^2.$$

Требуемую площадь напрягаемой арматуры, рассчитанную по несущей способности, рекомендуется увеличить на 10–25 % для

обеспечения условий предельных состояний эксплуатационной пригодности (SLS). Одним из таких условий является проверка условия декомпрессии (все части напрягаемого элемента, имеющего сцепление с бетоном, должны быть расположены не менее чем на 25 мм внутри сжатого бетона).

Согласно таблице 4.2 [4] для предварительно напряженных конструкций классов экспозиции ХС2, ХС3 и ХС4 должно выполняться условие декомпрессии при практически постоянном сочетании воздействий, т. е. должно выполняться условие:

$$M_{Ed,lt} \leq M_{rp},$$

где $M_{Ed,lt}$ – изгибающий момент в рассчитываемом сечении при практически постоянном сочетании воздействий:

$$M_{Ed,lt} = \frac{g_k \cdot b_{pl} \cdot l_{eff}^2}{8},$$

M_{rp} – момент усилия предварительного напряжения относительно верхней ядерной точки, определяемый по формуле:

$$M_{rp} = P_{k,inf} (z_{cp} + r).$$

Согласно п. 5.7.4.2 [4] при проверке предельного состояния эксплуатационной пригодности необходимо учитывать возможные изменения предварительного напряжения. В расчет вводится нижний предел значения усилия предварительного напряжения:

$$P_{k,inf} = r_{inf} \cdot P_{m,t}.$$

где r_{inf} – коэффициент, определяющий нижнее предельное значение усилия предварительного обжатия при расчетах по предельным состояниям эксплуатационной пригодности, принимаемый равным 0,9 (для конструкций с натяжением арматуры на упоры):

$$P_{k,inf} = r_{inf} \cdot P_{m,t} = 0,9 \cdot P_{m,t}.$$

В учебно-методических целях, руководствуясь приведенным выше, определим площадь сечения напрягаемой арматуры исходя из условия декомпрессии.

Изгибающий момент при практически постоянном сочетании воздействий:

$$M_{Ed,lt} = \frac{4,51 \cdot 1,5 \cdot 5,858^2}{8} = 29,019 \text{ кНм.}$$

Предварительно принимаем:

$$P_{k,inf} = r_{inf} \cdot P_{m,t} = 0,9 \cdot P_{m,t} = 0,9 \cdot \sigma_{p,mt} \cdot A_p.$$

Расстояние от центра тяжести сечения до точки приложения усилия предварительного обжатия:

$$z_{cp} = y_{0-0} - c = 110 - 40 = 70 \text{ мм.}$$

Требуемая площадь напрягаемой арматуры:

$$A_p = \frac{M_{Ed,lt}}{0,9 \cdot \sigma_{p,mt} \cdot (z_{cp} + r)} = \frac{29,019 \cdot 10^6}{0,9 \cdot 936 \cdot (70 + 58,6)} = 267,9 \text{ мм}^2.$$

Проверка условия достаточности армирования:

$$\rho = \frac{A_p}{b \cdot d} \geq \rho_{\min},$$

где b – ширина зоны растяжения, для балок таврового и двутаврового сечения $b = b_w$ [4, табл. 11.1].

Минимальный процент армирования [4, п. 11.2.1.2]:

$$\rho_{\min} \% = \max \begin{cases} 0,13 \%, \\ 26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} = 26 \cdot \frac{2,9}{1860} = 0,041 \%. \end{cases}$$

Фактический процент армирования:

$$\rho = \frac{A_p}{b_w \cdot d} = \frac{394,5}{459 \cdot 180} = 0,0048 \approx 0,48 \% > \rho_{\min} = 0,13 \%$$

Таким образом, руководствуясь полученными значениями A_p , в качестве напрягаемой арматуры принимаем по сортаменту (табл. П.5 Приложения) [10] 8 канатов EN 10138-3-Y1860S7-9-A с площадью поперечного сечения $S_0 = 50 \text{ мм}^2$ ($\varnothing 9 \text{ мм}$). Схема расположения напрягаемой арматуры показана на рис. 2.4.

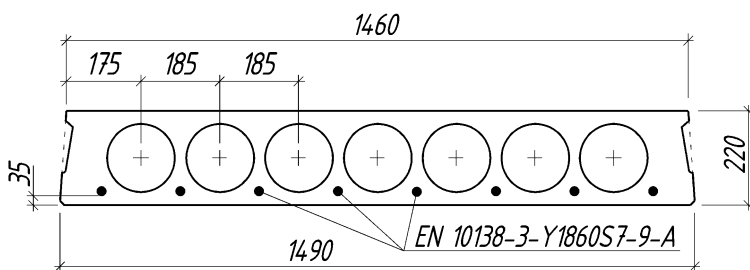


Рис. 2.4. Расположение рабочей арматуры плиты

Тогда общая площадь напрягаемой арматуры составит:

$$A_p = 8 \cdot 50 = 400 \text{ мм}^2.$$

При назначении защитного слоя бетона для напрягаемой арматуры и расстояний между канатами необходимо руководствоваться п. 11.3.2 СП 5.03.01-2020 [4].

Для выбранного диаметра канатной арматуры с учетом данных, приведенных в таблице 2 СТБ EN 10138-3-2009 [10] (табл. П.5 Приложения) уточняем:

– минимальное характеристическое значение 0,1 %-го условного предела текучести для канатной арматуры:

$$f_{p0,1k} = \frac{F_{p0,1}}{S_0} = \frac{80 \cdot 10^3}{50} = 1600 \text{ МПа};$$

– расчетное сопротивление высокопрочной арматуры:

$$f_{pd} = \frac{f_{p0,1k}}{\gamma_s} = \frac{1600}{1,15} = 1391 \text{ МПа.}$$

Поскольку предварительно была принята арматура $\varnothing 13$ мм, уточняется фактическое положение центра тяжести напрягаемой арматуры:

$$c = 30 + \frac{9}{2} = 34,5 \text{ мм} \approx 35 \text{ мм.}$$

Фактическая величина полезной высоты сечения:

$$d = h - c = 220 - 35 = 185 \text{ мм.}$$

Уточняем расстояние от центра тяжести сечения до точки приложения усилия предварительного обжатия:

$$z_{cp} = y_{0-0} - c = 110 - 35 = 75 \text{ мм.}$$

Проверка сопротивления нормального сечения плиты в стадии эксплуатации

Поскольку плита выполнена из бетона класса $C^{30}/_{37}$, имеет симметричное относительно вертикальной оси сечение и арматура сосредоточена у наиболее растянутой грани, проверку способности сечения сопротивляться действию изгибающего момента допускается выполнять с использованием уравнений статического равновесия.

Изгибающий момент в расчетном сечении составляет $M_{Ed} = 93,64$ кНм (при $\gamma_F > 1$). По результатам предварительного расчета в плите установлена рабочая арматура в виде 8 канатов $\varnothing 9$ класса Y1860S7 общей площадью $A_p = 400$ мм².

Положение низа прямоугольной эпюры напряжений сечения в элементе таврового сечения определяется из условия:

$$f_{pd} \cdot A_p \leq f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot h_f',$$

$$f_{pd} \cdot A_p = 1391 \cdot 400 = 556\,400 \text{ Н},$$

$$f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot h'_f = 20 \cdot 1460 \cdot 38 = 1\,109\,600 \text{ Н}.$$

Так как $556,4 \text{ кН} < 1109,6 \text{ кН}$, низ эпюры напряжений расположен в полке.

Относительная высота прямоугольной эпюры напряжений:

$$\xi_{eff} = \frac{f_{pd} \cdot A_p}{f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot d} = \frac{556\,400}{20 \cdot 1460 \cdot 185} = 0,103.$$

Величина изгибающего момента, воспринимаемого сечением:

$$\begin{aligned} M_{Rd} &= f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot d^2 \cdot \xi_{eff} \left(1 - \frac{\xi_{eff}}{2}\right) = 20 \cdot 1460 \cdot 185^2 \cdot 0,103 \cdot \left(1 - \frac{0,103}{2}\right) = \\ &= 97,63 \cdot 10^6 \text{ Нмм} = 97,63 \text{ кНм} > M_{Ed} = 93,64 \text{ кНм}. \end{aligned}$$

Сопротивление нормального сечения плиты в стадии эксплуатации обеспечено.

Расчет плиты на действие поперечной силы

В соответствии с требованиями п. 8.2.1.1 СП 5.03.01-2020 [4], расчет требуемой площади поперечного армирования производится в зависимости от величины поперечной силы V_{Ed} , действующей в рассматриваемом сечении.

Расчетную поперечную силу $V_{Rd,ct}$, воспринимаемую элементом без вертикальной или наклонной арматуры определяют по формуле [4, п. 8.2.1.2]:

$$V_{Rd,ct} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100\rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d,$$

но не менее

$$V_{Rd, ct, \min} = (v_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d,$$

где f_{ck} в МПа;

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2, \text{ где } d \text{ в мм};$$

$$k_1 = 0,15;$$

$$C_{Rd, c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12;$$

b_w – минимальная ширина поперечного сечения элемента в растянутой зоне;

$$v_{\min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2};$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0,02 \text{ – коэффициент продольного армирования};$$

A_{sl} – площадь сечения растянутой арматуры, которая заведена не менее чем на $(l_{bd} + d)$ за рассматриваемое сечение и надежно заанкерена.

Сжимающие напряжения в бетоне вследствие усилия обжатия:

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0,2 \cdot f_{cd},$$

где N_{Ed} – продольная сила в поперечном сечении, вызванная действием предварительного напряжения ($N_{Ed} > 0$ при сжатии):

$$N_{Ed} = \sigma_{p, mt} \cdot A_p = 936 \cdot 400 = 374\,400 \text{ Н.}$$

$$\rho_\ell = \frac{A_{s\ell}}{b_w \cdot d} = \frac{400}{459 \cdot 185} = 0,0047 \leq 0,02.$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{185}} = 2,039 > 2, \text{ принимаем } k = 2.$$

$$v_{\min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 2^{3/2} \cdot 30^{1/2} = 0,542.$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = \frac{374400}{177056} = 2,115 \text{ МПа} < 0,2f_{cd} = 0,2 \cdot 20 = 4 \text{ МПа}.$$

Поперечная сила, которую может воспринять бетон конструкции без учета поперечной арматуры:

$$V_{Rd,ct} = \left[0,12 \cdot 2 \cdot (100 \cdot 0,0047 \cdot 30)^{1/3} + 0,15 \cdot 2,115 \right] \times \\ \times 459 \cdot 185 = 76\,174 \text{ Н} = 76,17 \text{ кН}.$$

$$V_{Rd,ct,min} = (0,542 + 0,15 \cdot 2,115) \cdot 459 \cdot 185 = \\ = 72\,963 \text{ Н} = 72,96 \text{ кН} < V_{Rd,ct} = 76,17 \text{ кН};$$

Принимаем $V_{Rd,ct} = 76,17 \text{ кН}$.

Поскольку $V_{Rd,ct} = 76,17 \text{ кН} > V_{Ed} = 63,94 \text{ кН}$ расчет поперечной арматуры не требуется, она устанавливается по конструктивным требованиям.

Согласно п. 11.4.5.3 [4] при высоте сечения плит до 300 мм на участках, где поперечная сила по расчету воспринимается только бетоном, допускается устанавливать конструктивную арматуру. В верхней полке посередине пролета и в нижней полке в приопорных зонах конструктивно устанавливаются сетки из арматуры $\varnothing 4$ класса S500 с шагом 100 мм в обоих направлениях. Каркасы устанавливаются конструктивно в продольных ребрах между пустотами равномерно по ширине сечения плиты. Расстояние между каркасами не должно превышать 400...600 мм (через 2–3 пустоты) (рис. 2.5).

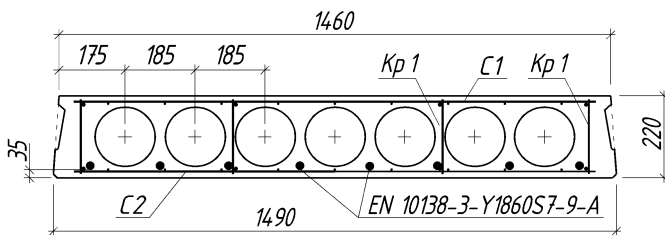


Рис. 2.5. Армирование поперечного сечения плиты

Проверка несущей способности плиты в стадии изготовления

Проверку несущей способности сечения плиты в стадии изготовления необходимо выполнить в сечении, в котором возникает при подъеме плиты из опалубки максимальный по величине изгибающий момент, растягивающий верхние волокна плиты. При этом следует учитывать коэффициент динамичности, равный $\varphi_d = 1,4$.

Максимальный изгибающий момент при принятом размещении монтажных петель возникает в сечении, расположенном в месте установки монтажной петли на расстоянии $l_x = 0,7$ м от торца плиты (см. рис. 2.6)

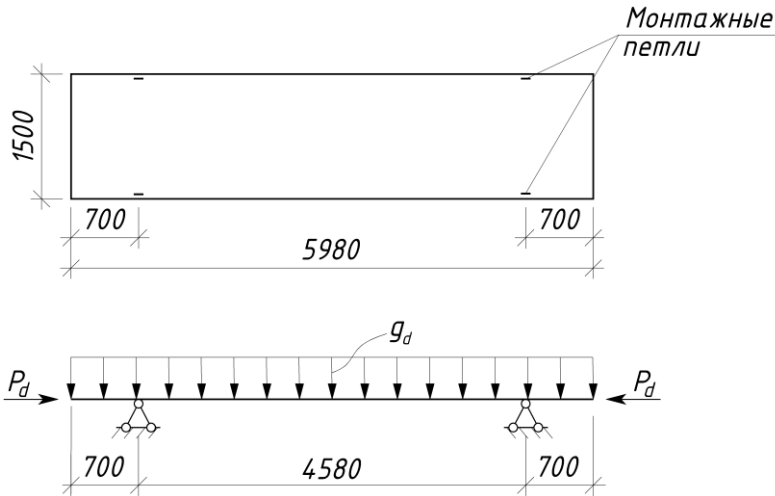


Рис. 2.6. Схема расположения монтажных петель

$$M_{Ed} = g_d \cdot \varphi_d \cdot \frac{l_x^2}{2} = (2,75 \cdot 1,5 \cdot 1,2) \cdot 1,4 \cdot \frac{0,7^2}{2} = 1,698 \text{ кНм},$$

где $g_d = (2,75 \cdot 1,5 \cdot 1,2)$ – расчетная нагрузка от веса 1 метра погонного пустотной плиты шириной 1,5 м.

Кратковременные (технологические) потери предварительного напряжения в арматуре при ее натяжении рассматриваются в порядке их проявления [4, п. 5.7.3.2].

Расчет потерь ведется в сечении на расстоянии 0,7 м от торца плиты.

1. Потери усилия предварительного напряжения *от деформации анкеров*, ΔP_A , Н, расположенных в зоне натяжных устройств, при натяжении на упоры следует рассчитывать по формуле [4, п. 5.7.3.3]:

$$\Delta P_A = \frac{\Delta l_A}{l_p} \cdot E_p \cdot A_p,$$

где $E_p = 200$ ГПа – модуль упругости напрягаемой арматуры [4, п. 6.2.3.13];

$A_p = 400$ мм² – принятая площадь напрягаемой арматуры;

l_p – длина натягиваемого напрягающего элемента (расстояние между наружными гранями упоров стенда), мм;

Δl_A – величина обжатия опрессованных шайб, смятия высаженных головок и т. п., принимаемое равным 2 мм; величина смещения стержней в инвентарных зажимах определяется по формуле, мм:

$$\Delta l_A = 1,25 + 0,15\varnothing,$$

где \varnothing – диаметр, натягиваемого стержня (каната), мм.

$$\Delta P_A = \frac{1,25 + 0,15 \cdot 9}{7300} \cdot 200 \cdot 10^3 \cdot 400 = 28\,493 \text{ Н} = 28,49 \text{ кН}.$$

2. Потери усилия предварительного напряжения *от деформации стальной формы* $\Delta P_f = 0$, так как натяжение выполняется на упоры стенда.

3. Потери усилия предварительного напряжения *от трения арматуры о стенки каналов и об огибающие приспособления (девяторы)* $\Delta P_{\mu(x)0} = 0$, так как выполняется натяжение арматуры на упоры с прямолинейным расположением арматуры по длине плиты.

4. Потери усилия предварительного напряжения *от релаксации напряжений в стали* [4, п. 5.7.3.6].

Для проволоки и канатов по СТБ prEN 10138-2-2009 [10] и СТБ EN 10138-3-2009 [11] соответственно потери от релаксации

напряжений определяют в зависимости от релаксационного класса арматуры ρ_{1000} по формуле:

$$\frac{\Delta\sigma_{ir}}{\sigma_{p,i}} = \rho(t),$$

где $\Delta\sigma_{pr}$ – абсолютное значение потерь от релаксации напряжения в стали;

$\sigma_{p,i}$ – начальные напряжения в напрягаемой арматуре;

$\rho(t)$ – потери от релаксации напряжений после натяжения, % в момент времени t , сут; определяют по формуле 5.38 [4]:

$$\rho(t) = \rho_{1000} \cdot \left(\frac{24t}{1000} \right)^{k_p},$$

здесь k_p определяют по формуле:

$$k_p = \log \left(\frac{\rho_{1000}}{\rho_{100}} \right),$$

где ρ_{100} – потери от релаксации напряжений в стали, %, после 100 ч нагружения растягивающими напряжениям $\sigma_{p,i}$; в случае, когда опытные данные о потерях ρ_{100} отсутствуют, допускается принимать $k_p = 0,16$;

ρ_{1000} – потери от релаксации напряжений в стали, %, после 1000 ч нагружения растягивающими напряжениям $\sigma_{p,i}$; определяют по СТБ prEN 10138-2 и СТБ EN 10138-3. Для канатов $\rho_{1000} = 2,5$ % (табл. П.7 Приложения).

В предварительно напряженных конструкциях, подвергаемых в процессе изготовления тепловой обработке, учитывают влияние температуры на величину потерь от релаксации напряжений. Допускается учитывать эффекты температурно-влажностной обработки бетона на величину потерь от релаксации напряжений по формуле (5.38) путем добавления ко времени t , прошедшему от момента натяжения, эквивалентного времени t_{eq} , ч, которое определяют по формуле:

$$t_{eq} = \frac{1,14 T_{\max} - 20}{T_{\max} - 20} \sum_{i=1}^n (T_{(\Delta t_i)} - 20) \cdot \Delta t_i,$$

где $T(\Delta t_i)$ – температура, °С, в течение интервала времени Δt_i ;

T_{\max} – максимальная температура, °С, при тепловой обработке.

Эквивалентное время вследствие тепловой обработки (рис. 2.7):

$$t_{eq} = \frac{1,14^{50-20}}{50-20} \cdot [(20-20) \cdot 1 + (35-20) \cdot 3 + (50-20) \cdot 8 + (35-20) \cdot 3] = 560,5 \text{ ч.}$$

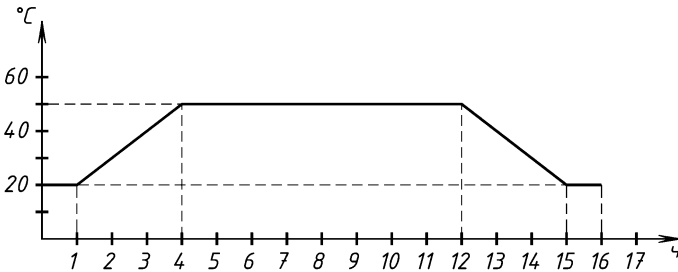


Рис. 2.7. График режима тепловлажностной обработки (пример)

Начальные напряжения в напрягаемой арматуре:

$$\sigma_{p,i} = \sigma_{0\max} = 1440 \text{ МПа.}$$

Потери от релаксации напряжений после натяжения:

$$\rho(t) = \rho_{1000} \cdot \left(\frac{24t}{1000} \right)^{k_p} = 2,5 \cdot \left(\frac{24(16 + 560,5)}{1000} \right)^{0,16} = 3,806 \%,$$

Абсолютное значение потерь от релаксации напряжения:

$$\Delta \sigma_{ir} = \rho(t) \cdot \sigma_{p,i} = 0,03806 \cdot 1440 = 54,81 \text{ МПа.}$$

Потери усилия предварительного напряжения от релаксации напряжений:

$$\Delta P_{ir} = \Delta \sigma_{ir} \cdot A_p = 54,81 \cdot 400 \cdot 10^{-3} = 21,92 \text{ МПа.}$$

5. Потери усилия предварительного напряжения *от температурного перепада* $\Delta P_{\Delta T}$, Н при температурно-влажностной обработке, определяемого как разность температур натянутой арматуры в зоне нагрева и устройства, воспринимающего усилие натяжения при прогреве бетона, рассчитывают по формулам [4, п. 5.7.3.7]:

– для бетонов классов по прочности на сжатие от $C^{20}/_{25}$ до $C^{30}/_{37}$:

$$\Delta P_{\Delta T} = 1,25 \cdot \Delta T \cdot A_p;$$

– для бетонов классов по прочности на сжатие $C^{35}/_{45}$ и выше:

$$\Delta P_{\Delta T} = 1,0 \cdot \Delta T \cdot A_p,$$

где ΔT – разность температур нагреваемой арматуры и неподвижных упоров, воспринимающих усилие натяжения, °С; при отсутствии точных данных допускается принимать $\Delta T = 65$ °С;

$A_p = 400 \text{ мм}^2$ – площадь поперечного сечения напрягаемой арматуры.

$$\Delta P_{\Delta T} = 1,25 \cdot \Delta T \cdot A_p = 1,25 \cdot 65 \cdot 400 \cdot 10^{-3} = 32,5 \text{ кН.}$$

Усилие предварительного напряжения с учетом потерь, проявившихся к моменту передачи обжатия на бетон (до снятия с упоров):

$$\begin{aligned} P_{0,c} &= P_{\max} - \Delta P_A - \Delta P_f - \Delta P_{\mu(x)0} - \Delta P_{ir} - \Delta P_{\Delta T} = \\ &= 576 - 28,49 - 0 - 0 - 21,92 - 32,5 = 493,09 \text{ кН,} \end{aligned}$$

где $P_{\max} = \sigma_{0\max} \cdot A_p = 1440 \cdot 400 \cdot 10^{-3} = 576 \text{ кН.}$

б. Потери усилия предварительного напряжения, вызванные упругой деформацией бетона при передаче усилия обжатия, $\Delta P_{c,el}$, Н, рассчитывают по формуле [4, п. 5.7.3.8]:

$$\Delta P_{c,el} = \alpha_p \cdot \rho_p \cdot \left(1 + z_{cp}^2 \cdot \frac{A_c}{I_c} \right) \cdot P_{0,c};$$

где $P_{0,c}$ – усилие предварительного напряжения с учетом потерь, реализованных к моменту обжатия бетона.

Коэффициент приведения арматуры:

$$\alpha_p = \frac{E_p}{E_{cm}} = \frac{200}{33,3} = 6,006,$$

где E_p, E_{cm} – модули упругости арматуры и бетона.

Коэффициент армирования:

$$\rho_p = \frac{A_p}{A_c} = \frac{400}{177056} = 0,0023,$$

где A_c – площадь приведенного сечения плиты (см. рис. 2.3, б), $A_c = 177\,056 \text{ мм}^2$.

Потери, вызванные упругой деформацией бетона в момент передачи обжатия на бетон, составят:

$$\Delta P_{c,el} = 6,006 \cdot 0,0023 \cdot \left(1 + 75^2 \cdot \frac{177\,056}{1\,141\,868\,458} \right) \cdot 493,09 = 12,75 \text{ кН}.$$

Значение начального усилия предварительного напряжения P_{m0} , приложенного непосредственно после предварительного натяжения (в момент времени $t = t_0$):

$$P_{m0} = P_{0,c} - \Delta P_{c,el} = 493,09 - 12,754 = 480,34 \text{ кН}.$$

Среднее значение усилия предварительного напряжения P_{m0} в момент времени $t = t_0$, действующее непосредственно после

передачи усилия обжатия на бетон и предварительного обжатия конструкции (при натяжении на упоры) должно удовлетворять условию [4, п. 5.7.3.13]:

$$\sigma_{p,m0} \cdot A_p \leq \min \begin{cases} 0,75 f_{pk} \cdot A_p, \\ 0,85 f_{p0,1k} \cdot A_p, \end{cases}$$

P_{m0} определяют по формуле (при натяжении на упоры):

$$P_{m0} = P_{\max} - \Delta P_{c,el} - \Delta P_{ir} - \Delta P_{\mu(x)} - \Delta P_{\Delta T} - \Delta P_A - \Delta P_f = 480,34 \text{ кН.}$$

$$\sigma_{p,m0} \leq \min \begin{cases} 0,75 f_{pk} = 0,75 \cdot 1860 = 1395 \text{ МПа,} \\ 0,85 f_{p0,1k} = 0,85 \cdot 1650 = 1402,5 \text{ МПа.} \end{cases}$$

Принимаем $\sigma_{p,m0} = 1360 \text{ МПа}$.

Указанное условие выполняется поскольку

$$P_{m0} = 480,34 \text{ кН} < A_p \cdot \sigma_{p,m0} = 400 \cdot 1360 \cdot 10^{-3} = 544 \text{ кН.}$$

Контролируемое напряжение в канате:

$$\sigma_{con} = \sigma_{0\max} - \frac{\Delta P_A}{A_p} = 1440 - \frac{28493}{400} = 1368,77 \text{ МПа.}$$

Контролируемое удлинение каната:

$$\Delta l = \frac{\sigma_{con} \cdot l}{E_p} = \frac{1368,77 \cdot 7300}{2 \cdot 10^5} = 59,96 \text{ мм.}$$

Усилие натяжения каната:

$$P = \sigma_{0\max} \cdot A_{sp1} = 1440 \cdot 50 = 72\,000 \text{ Н} = 72 \text{ кН.}$$

где $A_{sp1} = 50 \text{ мм}^2$ – площадь сечения одного каната.

Расчет несущей способности сечения в стадии изготовления с учетом изгибающего момента от собственного веса выполняют как внецентренно сжатого элемента.

Усилие предварительного напряжения с учетом частного коэффициента для усилия предварительного обжатия $\gamma_p = 1,2$, учитывающего его неблагоприятный эффект при проверке несущей способности в стадии обжатия [4, п. 5.7.4.2]:

$$P_d = \gamma_p \cdot P_{m0} = 1,2 \cdot 480,34 = 576,41 \text{ кН.}$$

Передачная прочность бетона принята с учетом требований п. 5.7.1.8 [4]:

$$f_{ck}(t) = 0,8 f_{ck} = 0,8 \cdot 30 = 24 \text{ МПа.}$$

Тогда расчетное значение предела прочности на осевое сжатие бетона при передаче на него усилия обжатия составляет:

$$f_{cd}^p = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}(t)}{\gamma_c} = 1 \cdot \frac{24}{1,5} = 16,0 \text{ МПа.}$$

Предусматриваем установку в верхней полке плиты, растянутой при предварительном обжатии и действии изгибающего момента от собственного веса, продольной арматуры с учетом конструктивных требований [4, табл. 11.1]:

$$A_{s,\min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b \cdot d, \text{ но не менее } 0,0013 \cdot b \cdot d,$$

где b – средняя ширина зоны растяжения; для тавровых и двутавровых сечений – ширина стенки b_w ;

f_{ctm} – средняя прочность на осевое растяжение бетона нормального веса, определяемая исходя из соответствующего класса прочности бетона согласно таблице 6.1 [4];

d – полезная высота сечения.

$$d = h - c_1 = 220 - 30 = 190 \text{ мм},$$

c_1 – расстояние от верхней грани бетонного сечения до центра тяжести продольной арматуры в верхней полке, принято равным 30 мм ($c_{nom} = c_{min} + \Delta c = 15 + 10 = 25$ мм, $\varnothing = 4$ мм);

$b_w = 459$ мм – ширина ребра приведенного сечения.

$$A_{s,min} = \max \begin{cases} 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_w \cdot d = 0,26 \cdot \frac{2,9}{500} \cdot 459 \cdot 190 = 131,5 \text{ мм}^2, \\ 0,0013 b_w \cdot d = 0,0013 \cdot 459 \cdot 190 = 113,4 \text{ мм}^2. \end{cases}$$

Верхняя полка конструктивно армируется сеткой с продольной арматурой в виде 15 \varnothing 4 класса S500 с шагом 100 мм ($A_{s1} = 189$ мм²). В расчете учитываем верхние монтажные стержни \varnothing 4 класса S500 сварных каркасов, устанавливаемых конструктивно в 4-х продольных ребрах ($A_s = 50$ мм²) (рис. 2.5).

Усилие предварительного обжатия при расчете несущей способности внецентренно сжатого сечения следует рассматривать как внешнюю силу $N_{p,0}$ и определять с учетом снижения напряжений в предварительно напряженной арматуре вследствие обжатия сечения:

$$N_{p,0} = P_d - \Delta\sigma_p \cdot A_p,$$

где $\Delta\sigma_p = \Delta\varepsilon_p \cdot E_p$ – снижение напряжений в предварительно напряженной арматуре вследствие обжатия сечения.

Значение деформаций в напрягаемой арматуре определим из схемы распределения деформаций по высоте сечения, представленной на рис. 2.8.

Из подобия треугольников:

$$\frac{\Delta\varepsilon_p}{x - c} = \frac{\varepsilon_{cu2}}{x}$$

находим

$$\Delta\varepsilon_p = \frac{\varepsilon_{cu2} \cdot (x - c)}{x}.$$

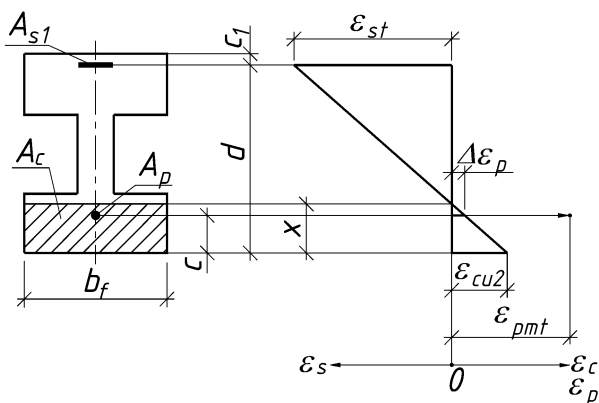


Рис. 2.8. Распределение деформаций по высоте сечения

Тогда усилие обжатия вычисляется из выражения:

$$N_{p,0} = P_d - \frac{\varepsilon_{cu2} \cdot (x - c)}{x} E_p \cdot A_p.$$

Значение высоты сжатой зоны найдем из условия равновесия – равенства нулю суммы проекций всех сил на продольную ось элемента. Предполагаем, что низ прямоугольной эпюры напряжений сечения расположен в полке.

Тогда

$$N_{p,0} + f_{yd} \cdot A_{s1} = f_{cd}^p \cdot b_f \cdot \lambda x$$

или

$$P_d - \frac{\varepsilon_{cu2} \cdot (x - c)}{x} E_p \cdot A_p + f_{yd} \cdot A_{s1} = f_{cd}^p \cdot b_f \cdot \lambda x.$$

Подставим численные значения. Рекомендуется подставлять значения в МПа, МН и м:

$$0,57641 - 0,0035 \cdot 2 \cdot 10^5 \cdot 400 \cdot 10^{-6} \cdot \frac{(x - 0,035)}{x} + \\ + 435 \cdot 239 \cdot 10^{-6} = 16 \cdot 1,49 \cdot 0,8x.$$

Преобразовав, получим квадратное уравнение:

$$19,072x^2 - 0,400375x - 0,0098 = 0.$$

Решив квадратное уравнение, получим значение высоты сжатой зоны:

$$x = 0,0354 \text{ м.}$$

Т. к. $x = 35,4 \text{ мм} < h_f = 38 \text{ мм}$, то предположение, сделанное ранее (при составлении уравнения проекций всех сил на продольную ось элемента) о нахождении границы сжатой зоны в полке является верным. Пересчет высоты сжатой зоны не производим.

В свою очередь, значение высоты сжатой зоны найдено в предположении достижения в арматуре A_{s1} напряжений, соответствующих расчетному значению предела текучести f_{yd} . Для подтверждения данного допущения необходимо определить значение относительных деформаций ε_{st} в арматуре от действующей нагрузки и сравнить их с деформациями ε_{sy} , соответствующими расчетному значению предела текучести f_{yd} .

Для определения относительных деформаций в арматуре ε_{st} воспользуемся схемой распределения относительных деформаций по высоте сечения, приведенной на рис. 2.8.

Тогда

$$\varepsilon_{st} = \frac{\varepsilon_{cu2} \cdot (d - x)}{x} = \frac{3,5 \cdot (190 - 35,4)}{35,4} = 15,28 \text{ ‰}.$$

Руководствуясь значением ε_{st} , определим уровень напряжений в растянутой арматуре A_{s1}

$$\varepsilon_{sy} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{435}{2 \cdot 10^5} \cdot 1000 = 2,175 \text{ ‰}.$$

Т. к. $\varepsilon_{st} = 15,28 \text{ ‰} > \varepsilon_{sy} = 2,175 \text{ ‰}$, то напряжения в арматуре A_{s1} достигают расчетного значения предела текучести арматуры f_{yd} .

Предположение о том, что растянутая арматура достигла предела текучести является верным.

При $\varepsilon_{st} < \varepsilon_{sy}$ требуется расчет значения высоты сжатой зоны с учетом фактических напряжений в арматуре ($\sigma_s < f_{yd}$).

При найденном значении $x = 35,4$ мм:

$$\Delta\varepsilon_p = \frac{\varepsilon_{st} \cdot (x - c)}{d - x} = \frac{15,28 \cdot (35,4 - 35)}{190 - 35,4} = 0,0494 \text{ \%}.$$

Усилие предварительного обжатия:

$$N_{p,0} = P_d - \Delta\varepsilon_p \cdot E_p \cdot A_p = 576,41 - \\ -0,0494 \cdot 10^{-3} \cdot 2 \cdot 10^5 \cdot 400 \cdot 10^{-3} = 572,46 \text{ кН}.$$

Для контроля правильности определения значения высоты сжатой зоны x_{eff} проверим выполнения условия равновесия – равенства нулю суммы проекций всех сил на продольную ось элемента:

$$N_{p,0} + f_{yd} \cdot A_{s1} - f_{cd}^p \cdot b_f \cdot \lambda x = 576,46 \cdot 10^3 + 435 \cdot 239 - \\ -16 \cdot 1490 \cdot 0,8 \cdot 35,4 = 1276 \text{ Н} = 1,28 \text{ кН}.$$

Отклонение проверки вызвано округлением значений при вычислении и не превышает погрешность, допускаемую в инженерных расчетах (3 %).

Принимаем найденное значение высоты сжатой зоны $x = 35,4$ мм для дальнейших расчетов.

Выполним проверку несущей способности сечения плиты в стадии изготовления, как внецентренно сжатого элемента.

В расчетном сечении действует внецентренно приложенное усилие $N_{p,0}$ и изгибающий момент от собственного веса плиты $M_{Ed} = 1,698$ кНм.

Изгибающий момент от расчетного значения нагрузки относительно центра тяжести растянутой арматуры составит:

$$M_{Ed1} = N_{p,0} \cdot e_{s1} + M_{Ed} = 572,46 \cdot 0,155 + 1,698 = 90,43 \text{ кНм},$$

где $e_{s1} = d - c = 190 - 35 = 155$ мм.

Значение изгибающего момента, воспринимаемого сечением:

$$M_{Rd} = f_{cd}^p \cdot b_f \cdot \lambda x \cdot \left(d - \frac{\lambda x}{2} \right) = 16 \cdot 1490 \cdot 0,8 \times \\ \times 35,4 \cdot \left(190 - \frac{0,8 \cdot 35,4}{2} \right) \cdot 10^{-6} = 118,72 \text{ кНм.}$$

Так как условие $M_{Ed1} = 90,43 \text{ кНм} < M_{Rd} = 118,72 \text{ кНм}$ выполняется, то несущая способность плиты в стадии изготовления при ее подъеме из опалубки после передачи усилия обжатия на бетон в сечении по первой монтажной петле, расположенной на расстоянии 0,7 м от торца, обеспечена.

3. РАСЧЕТ СБОРНОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО РИГЕЛЯ

Ригели для пролетов $l < 9$ м выполняют как предварительно напряженными, так и без предварительного напряжения, а для пролетов $l = 9 \dots 12$ м – только с предварительным напряжением арматуры. Класс бетона принимают в зависимости от класса экспозиции (таблица П.1 Приложения) – $C^{20}/_{25}$ – $C^{30}/_{37}$, напрягаемая арматура применяется в виде стержней и арматурных канатов; ненапрягаемая – стержневая и проволочная класса S500.

Поперечное сечение ригелей проектируется прямоугольным или тавровым. Ригель таврового сечения с консольными полками у нижней грани позволяет снизить строительную высоту перекрытия за счет опирания плит перекрытия на эту полку. Высота сечения ригеля составляет ($1/_{10}$ – $1/_{15}$) пролета, ширина – обычно не более 300 мм; боковым граням придается небольшой технологический уклон для облегчения распалубки. Рабочая ненапрягаемая арматура ригеля объединяется в 2–3 сварных плоских каркаса.

Пример 3.1. Подобрать продольное армирование для ригеля междуэтажного перекрытия при следующих данных: сетка колонн 6,4×6,1 м, характеристическое значение функциональной нагрузки на перекрытие 3 кПа, класс экспозиции ХС1. Конструкция перекрытия – керамическая плитка (табл. П.15).

Исходные данные для проектирования

Исходя из класса условий эксплуатации ХС1 принимаем для ригеля бетон класса $C^{25}/_{30}$ (таблица П.1) со следующими характеристиками (таблица П.6):

- характеристическая прочность на осевое сжатие $f_{ck} = 25$ МПа;
- характеристическая прочность бетона на осевое растяжение $f_{ctk,0,05} = 1,8$ МПа;
- средняя прочность бетона на осевое растяжение $f_{cm} = 2,6$ МПа;
- модуль упругости бетона $E_{cm} = 35$ ГПа;
- расчетная прочность бетона на осевое сжатие:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{25}{1,5} = 16,67 \text{ МПа};$$

– расчетная прочность на осевое растяжение:

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,0,05}}{\gamma_c} = \frac{1,8}{1,5} = 1,2 \text{ МПа.}$$

Для армирования ригеля принимаем продольную арматуру класса S500:

- характеристическое сопротивление $f_{yk} = 500$ МПа;
- модуль упругости арматуры $E_s = 2 \cdot 10^5$ МПа.
- расчетное сопротивление:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} \approx 435 \text{ МПа;}$$

– расчетное сопротивление поперечной арматуры:

$$f_{ywd} = f_{yk} \cdot 0,8 = 500 \cdot 0,8 = 400 \text{ МПа.}$$

Определение погонной нагрузки (нагрузки на 1 м длины ригеля)

Нагрузки на 1 м длины ригеля складываются из постоянной нагрузки (от собственного веса плиты, ригеля и заданной конструкции пола) и переменной (функциональной), принимаемой по заданию. Для определения расчетных нагрузок частные коэффициенты по нагрузке определяются по СН 2.01.01-2020 «Основы проектирования строительных конструкций» [1, табл. НП.1] и СН 2.01.02-2019 и СН 2.01.04-2019 «Воздействия на конструкции» [2, 3]:

– от собственного веса железобетонных конструкций, выполняемых в заводских условиях – $\gamma_G = 1,2$;

– от собственного веса железобетонных конструкций и веса выравнивающих и отделочных слоев (плиты, засыпки, стяжки и др.), выполняемых на строительной площадке – $\gamma_G = 1,3$;

– для равномерно распределенных переменных нагрузок на перекрытия и лестницы (функциональных) – $\gamma_Q = 1,4$;

– для снеговой нагрузки – $\gamma_Q = 1,6$ при отношении характеристического значения снеговой нагрузки к полной нагрузке на элемент

конструкции, включая нагрузку от его собственного веса, более 0,5, и $\gamma_Q = 1,5$ – в других случаях.

От собственного веса ригеля

Высота ригеля назначается в пределах:

$$h = \left(\frac{1}{10} \div \frac{1}{15} \right) (L - b_{col}) = \left(\frac{1}{10} \div \frac{1}{15} \right) (6400 - 400) = (600 \div 400) \text{ мм.}$$

Принимаем высоту сечения ригеля 450 мм (рис. 3.1).

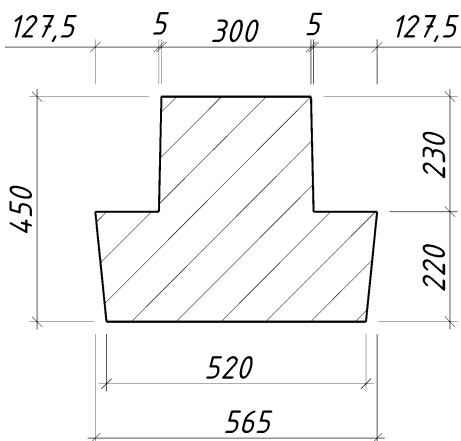


Рис. 3.1. Поперечное сечение ригеля

Расчетная нагрузка от собственного веса 1 м ригеля составит:

$$g_{d, \text{риг}} = A_{\text{риг}} \cdot \rho \cdot \gamma_F = 0,1895 \cdot 25 \cdot 1,2 = 5,505 \text{ кН/м,}$$

где $\rho = 25 \text{ кН/м}^3$ – объемный вес железобетона;

$\gamma_F = 1,2$ – частный коэффициент по нагрузке от собственного веса конструкций заводского изготовления при сертифицированной системе контроля качества;

$A_{\text{риг}}$ – площадь поперечного сечения ригеля.

От перекрытия

Сбор нагрузок на 1 м^2 перекрытия приведен в табл. 3.1.

Таблица 3.1

Характеристические и расчетные нагрузки на 1 м² перекрытия

№	Наименование нагрузки	Характеристическое значение, кН/м ²	γ_F	Расчетное значение, кН/м ²
Постоянная нагрузка				
1	Керамическая плитка $\delta = 12$ мм ($\gamma = 20$ кН/м ³)	0,24	1,2	0,288
2	Цементно-песчаная стяжка М100 $\delta = 35$ мм ($\gamma = 21$ кН/м ³)	0,74	1,3	0,962
3	Керамзитобетон $\delta = 55$ мм ($\gamma = 12$ кН/м ³)	0,66	1,3	0,858
4	Один слой оклеечной пароизоляции на битумной мастике $\delta = 3$ мм ($m = 0,05$ кН/м ²)	0,05	1,3	0,065
5	Железобетонная многопустотная плита перекрытия	2,75	1,2	3,3
Итого:		$g_k = 4,44$		$g_d = 5,473$
Переменная нагрузка				
	Функциональная нагрузка	3	1,4	4,2
Итого:		$q_k = 3$		$q_d = 4,2$

Расчетная постоянная нагрузка на ригель от перекрытия составит:

$$g_{d, \text{перекр}} = g_{1d} \cdot l = 5,473 \cdot 6,1 = 33,39 \text{ кН/м,}$$

где $l = 6,1$ м – ширина грузовой площади ригеля (номинальная длина плиты) (рис. 3.2).

$$A_{\text{риг}} = \frac{0,565 + 0,52}{2} \cdot 0,22 + \frac{0,30 + 0,31}{2} \cdot 0,23 = 0,1895 \text{ м}^2.$$

Полная расчетная постоянная нагрузка на 1 погонный метр ригеля:

$$g_d = g_d + g_{d, \text{риг}} = 33,39 + 5,505 = 38,89 \text{ кН/м.}$$

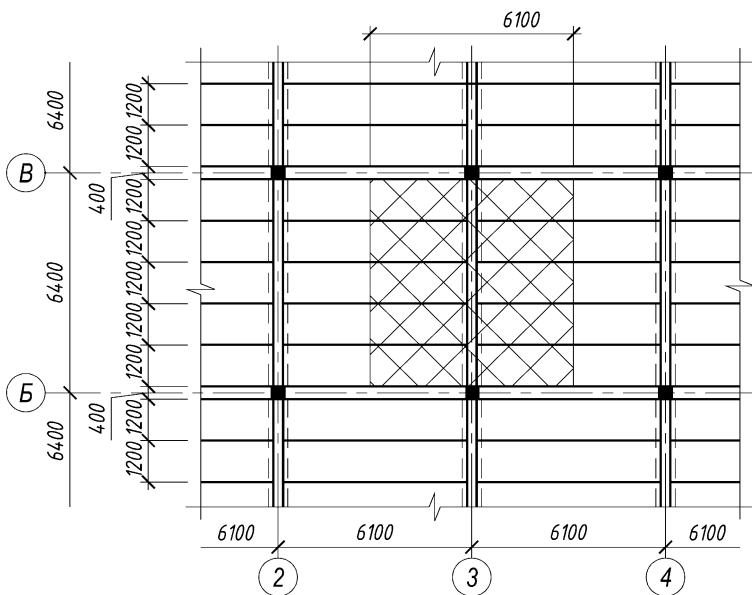


Рис. 3.2. Определение грузовой площади ригеля

Расчетная переменная нагрузка на ригель от перекрытия составит:

$$q_{d, \text{перекр}} = q_{1d} \cdot l = 4,2 \cdot 6,1 = 25,62 \text{ кН/м.}$$

В соответствии с п. 6.4.3 [1, приложение А.1] при расчете конструкций по предельным состояниям несущей способности расчетные значения постоянных и переменных нагрузок следует объединять в два комбинационных сочетания:

– первое основное сочетание:

$$p = g + \psi_0 \cdot q;$$

– второе основное сочетание:

$$p = \xi \cdot g + q,$$

где ψ_0 – коэффициент сочетания переменных нагрузок, принимаемый по таблице А1.1 [1] (для функциональной нагрузки равен 0,7);

ξ – коэффициент уменьшения для неблагоприятно действующей постоянной нагрузки, принимаемый равным 0,85.

Определяем:

– первое основное сочетание:

$$p = g + \psi_0 \cdot q = 38,89 + 0,7 \cdot 25,62 = 56,82 \text{ кН/м};$$

– второе основное сочетание:

$$p = \xi \cdot g + q = 0,85 \cdot 38,89 + 25,62 = 58,68 \text{ кН/м}.$$

Для дальнейших расчетов выбираем **второе** сочетание как наиболее неблагоприятное.

Статический расчет

Определяем конструктивную и расчетную длину ригеля (рис. 3.3):

$$l_k = 6400 - 200 \cdot 2 - 20 \cdot 2 = 5960 \text{ мм};$$

$$l_{eff} = 5960 - \frac{150 - 20}{2} \cdot 2 = 5830 \text{ мм}.$$

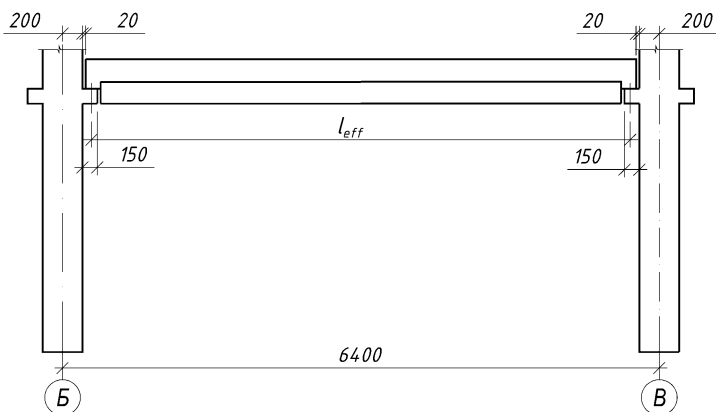


Рис. 3.3. Определение расчетного пролета ригеля

Разрезной ригель рассматривается как однопролетная статически определимая балка, нагруженная равномерно распределенной нагрузкой (рис. 3.4).

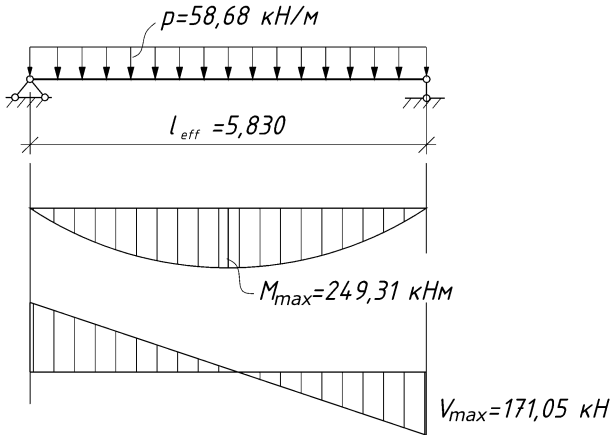


Рис. 3.4. Расчетная схема и усилия в ригеле

Максимальный изгибающий момент в середине пролета и максимальная поперечная сила на опоре от действия расчетных нагрузок составят:

$$M_{Ed} = M_{max} = \frac{p \cdot l_{eff}^2}{8} = \frac{58,68 \cdot 5,83^2}{8} = 249,31 \text{ кНм};$$

$$V_{Ed} = V_{max} = \frac{p \cdot l_{eff}}{2} = \frac{58,68 \cdot 5,83}{2} = 171,05 \text{ кН}.$$

Расчет сопротивлению ригеля изгибу по сечениям, нормальным к продольной оси

При расчете ригеля его сечение рассматривается как прямоугольное, с размерами $b \times h = 300 \times 450$ мм. Площадь сечения консольных свесов в расчет не вводится, так как они расположены в растянутой зоне бетона.

Предварительно условно принимаем продольную рабочую арматуру $\varnothing 25$ класса S500.

Принимаем минимальный защитный слой из условия сцепления арматуры с бетоном $c_{\min, b} = 25$ мм, для класса экспозиции ХС1 $c_{\min, dur} = 15$ мм (таблица П.2).

$$c_{\min} \geq \max \begin{cases} c_{\min, b} = 25 \text{ мм}, \\ c_{\min, dur} = 15 \text{ мм}, \\ 10 \text{ мм}. \end{cases}$$

$$c_{nom} = c_{\min} + \Delta c_{dev}.$$

В соответствии с п. 6.3.4.13 СП 5.03.01-2020 [4] принимаем $\Delta c_{dev} = 10$ мм.

Следовательно, принимаем $c_{nom} = 25 + 10 = 35$ мм.

Расстояние от растянутой грани сечения ригеля до центра тяжести растянутой арматуры:

$$c = c_{nom} + \frac{\varnothing}{2} = 35 + \frac{25}{2} = 47,5 \text{ мм}.$$

Принимаем $c = 50$ мм.

Тогда полезная высота сечения ригеля составит:

$$d = h - c = 450 - 50 = 400 \text{ мм}.$$

При проверке сопротивления изгибу железобетонных конструкций, выполненных из бетона класса не выше $C^{50}/60$, по сечениям, нормальным к продольной оси, имеющим простую симметричную форму (прямоугольную, тавровую, двутавровую), с арматурой, сосредоточенной у наиболее растянутой и наиболее сжатой граней и усилиями, действующими в плоскости симметрии сечения элемента, следует использовать уравнения равновесия всех продольных сил, действующих в рассматриваемом сечении конструкции, и уравнения равновесия моментов относительно выбранных осей при расчетных значениях прочности материалов.

Предельное усилие в бетоне сжатой зоны определяется при напряжениях, равных расчетной прочности бетона на сжатие ηf_{cd} , где η принимается согласно указаниям СП 5.03.01–2020 [4, п. 6.1.5.5].

Сжимающие напряжения считают равномерно распределенными по высоте $x_{eff} = \lambda x$ прямоугольной эпюры напряжений сечения, высота которой должна быть не более граничной ($x_{eff} = \lambda \xi_{lim} \cdot d$), где ξ_{lim} определяется по формуле:

$$\xi_{lim} = \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{sy} + \varepsilon_{cu2}}.$$

Значение коэффициента λ , применяемого для определения эффективной высоты сжатой зоны сечения, и значение коэффициента Δ для определения эффективной прочности принимают:

– для $f_{ck} < 50$ МПа – $\lambda = 0,8$; $\eta = 1,0$;

– для $50 < f_{ck} < 90$ МПа – $\lambda = 0,8 - \frac{f_{ck} - 50}{400}$; $\eta = 1,0 - \frac{f_{ck} - 50}{200}$.

Для арматуры класса S500 при $E_s = 200 \cdot 10^3$ МПа относительная деформация при достижении напряжениями в ней расчетного значения предела текучести составит:

$$\varepsilon_{sy} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{435}{200 \cdot 10^3} = 2,175 \text{ ‰}.$$

При использовании расчетной модели, основанной на применении прямоугольного блока напряжений граничное значение относительной высоты условной сжатой зоны:

$$\xi_{eff, lim} = \lambda \xi_{lim} = \frac{\lambda \varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{sy} + \varepsilon_{cu2}} = \frac{0,8 \cdot 3,5}{2,175 + 3,5} = 0,493,$$

где $\varepsilon_{cu2} = 3,5 \text{ ‰}$ – предельная величина относительных деформаций сжатия для бетона классов $C^{50}/_{60}$ и ниже (таблица П.8);

$\lambda = 0,8$ – коэффициент для определения эффективной высоты условной сжатой зоны сечения.

Предельное значение относительного момента условной сжатой зоны бетона:

$$\alpha_{m, \text{lim}} = \xi_{\text{eff}, \text{lim}} \cdot (1 - 0,5 \cdot \xi_{\text{eff}, \text{lim}}) = 0,493 \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,493) = 0,371.$$

Основные расчетные условия (рис. 3.5):

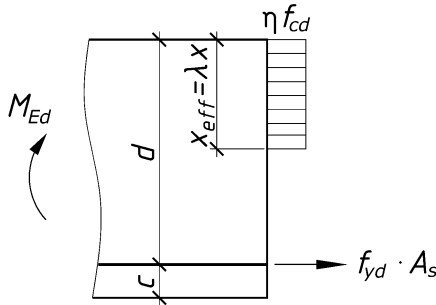


Рис. 3.5. Схема усилий в сечении с одиночным армированием

$$\begin{cases} M_{Ed} \leq M_{Rd} = f_{cd} \cdot \alpha_m \cdot b \cdot d^2, & (1) \\ f_{cd} \cdot b \cdot x_{\text{eff}} = f_{yd} \cdot A_s. & (2) \end{cases}$$

Относительный момент сжатой зоны (из выражения (1)):

$$\alpha_m = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{249,31 \cdot 10^6}{16,67 \cdot 300 \cdot 400^2} = 0,312;$$

где $M_{Ed} = 249,31$ кНм – изгибающий момент от действия принятого сочетания расчетных нагрузок.

Если $\alpha_m > 0,5$, то рекомендуется повысить класс бетона на одну ступень и повторить расчет.

Так как $\alpha_m = 0,312 < \alpha_{m, \text{lim}} = 0,371$, сопротивление сжатой зоны сечения достаточно, сжатая арматура устанавливается конструктивно. Если условие $\alpha_m \leq \alpha_{m, \text{lim}}$ не выполняется, расчет должен выполняться с использованием параболически-прямоугольной диаграммы деформирования бетона (см. пример 3.2).

По сортаменту (таблица П.4) принимаем 2Ø12 класса S500 ($A_{s2} = 226 \text{ мм}^2$).

Относительная высота прямоугольной эпюры напряжений:

$$\xi_{eff} = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,312} = 0,386.$$

Требуемая площадь продольной арматуры:

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \cdot d \cdot (1 - 0,5\xi_{eff})} = \frac{249,31 \cdot 10^6}{435 \cdot 400 \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,386)} = 1775,6 \text{ мм}^2.$$

Определяем минимальный процент армирования [4, п. 11.2.1.2]:

$$\rho_{min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,13 \%, \\ 26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} = 26 \cdot \frac{2,6}{500} = 0,135 \%. \end{array} \right.$$

Фактический коэффициент армирования:

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{1775,6}{300 \cdot 400} = 0,015 > \rho_{min} = 0,00135.$$

Так как $\rho = 1,5 \% > \rho_{min} = 0,135 \%$, армирование принимается в соответствии с расчетом.

Окончательно принимаем в качестве рабочей арматуры 4Ø25 класса S500 ($A_s = 1963 \text{ мм}^2$).

Уточняем положение центра тяжести растянутой арматуры:

$$c = c_{nom} + \frac{\varnothing}{2} = 35 + \frac{25}{2} = 47,5 \text{ мм} \approx 48 \text{ мм}.$$

Фактическая рабочая высота сечения ригеля составит:

$$d = h - c = 450 - 48 = 402 \text{ мм}.$$

Пример 3.2. Подобрать продольное армирование для ригеля таврового сечения (рис. 3.1) при следующих данных: изгибающий момент от внешней нагрузки $M_{Ed} = 350$ кНм, класс экспозиции ХС1, класс бетона $C^{25}/_{30}$ ($f_{cm} = 2,6$ МПа, $f_{ctk, 0,05} = 1,8$ МПа, $f_{cd} = 16,67$ МПа), класс арматуры S500 ($f_{yd} = 435$ МПа, $E_s = 2 \cdot 10^5$ МПа).

Сечение ригеля рассматривается как прямоугольное, с размерами $b \times h = 300 \times 450$ мм.

Принимаем $c = 50$ мм (см. пример 3.1). Тогда полезная высота сечения ригеля составит:

$$d = h - c = 450 - 50 = 400 \text{ мм.}$$

Относительный момент сжатой зоны:

$$\alpha_m = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{350 \cdot 10^6}{16,67 \cdot 300 \cdot 400^2} = 0,437.$$

Если $\alpha_m > 0,5$, то рекомендуется повысить класс бетона на одну ступень и повторить расчет.

Относительные деформации арматуры класса S500 при достижении напряженными в ней расчетного сопротивления составят:

$$\varepsilon_{sy} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{435}{200 \cdot 10^3} = 2,175 \text{ ‰.}$$

Для бетона класса ниже $C^{50}/_{60}$ по таблице П.8 Приложения принимаем $\lambda = 0,8$; $\varepsilon_{cu2} = 3,5$ ‰.

При использовании расчетной модели, основанной на применении прямоугольного блока напряжений граничное значение относительной высоты условной сжатой зоны:

$$\xi_{eff, \text{lim}} = \lambda \xi_{\text{lim}} = \frac{\lambda \varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{sy} + \varepsilon_{cu2}} = \frac{0,8 \cdot 3,5}{2,175 + 3,5} = 0,493.$$

Предельное значение относительного момента сжатой зоны:

$$\alpha_{m, \text{lim}} = \xi_{\text{eff}, \text{lim}} \cdot (1 - 0,5 \xi_{\text{eff}, \text{lim}}) = 0,493 \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,493) = 0,371.$$

Так как $\alpha_m = 0,437 > \alpha_{m, \text{lim}} = 0,371$, расчет необходимо выполнить с использованием параболически-прямоугольной диаграммы деформирования бетона.

По таблице П.8 для бетона $C^{25}/_{30}$ находим предельные относительные деформации бетона при сжатии $\varepsilon_{cu2} = 3,5 \%$.

Предполагаем, что напряженно-деформированное состояние соответствует области деформирования 2. Тогда по таблице П.12 [4, табл. Д.1] находим коэффициент полноты эпюры напряжений $\omega_c = 17/21$. Для области деформирования 2 принимаем коэффициент $k_2 = 99/238$.

Тогда граничные значения относительной высоты и относительного момента сжатой зоны бетона:

$$\xi_{\text{lim}} = \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{sy} + \varepsilon_{cu2}} = \frac{3,5}{2,175 + 3,5} = 0,617,$$

$$\alpha_{m, \text{lim}} = \omega_c \cdot \xi_{\text{lim}} (1 - k_2 \cdot \xi_{\text{lim}}) = \frac{17}{21} \cdot 0,617 \left(1 - \frac{99}{238} \cdot 0,617 \right) = 0,371.$$

Так как $\alpha_m = 0,4374 > \alpha_{m, \text{lim}} = 0,371$, сопротивление сжатой зоны сечения недостаточно. Требуется установка сжатой продольной арматуры.

Принимаем расстояние от центра тяжести арматуры сжатой зоны до сжатой грани сечения $c_1 = 30$ мм (см. рис. 3.6).

Основные расчетные условия (рис. 3.6):

$$\begin{cases} M_{Ed} \leq M_{Rd} = f_{cd} \cdot \alpha_m \cdot b \cdot d^2 + k_{s2} \cdot f_{yd} \cdot A_{s2} \cdot (d - c_1), & (1) \\ f_{yd} \cdot A_{s1} = \omega_c \cdot f_{cd} \cdot b \cdot x + k_{s2} \cdot f_{yd} \cdot A_{s2}. & (2) \end{cases}$$

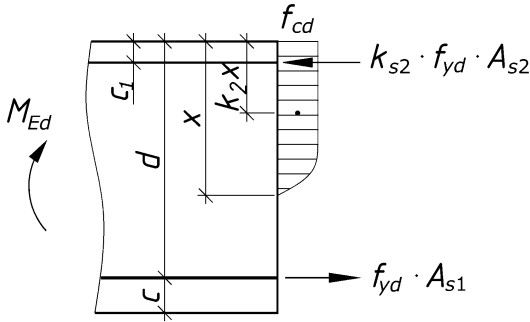


Рис. 3.6. Схема усилий в сечении с двойным армированием

Приняв $k_{s2} = 1$ (полное использование сжатой арматуры) и $\alpha_m = \alpha_{m, \text{lim}}$, из выражения (1) определяем значение требуемой площади арматуры в сжатой зоне сечения:

$$A_{s2} = \frac{M_{Ed} - \alpha_{m, \text{lim}} \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2}{k_{s2} \cdot f_{yd} (d - c_1)} =$$

$$= \frac{350 \cdot 10^6 - 0,371 \cdot 16,67 \cdot 300 \cdot 400^2}{1 \cdot 435 \cdot (400 - 30)} = 330,2 \text{ мм}^2.$$

По сортаменту (таблица П.4) принимаем $2\varnothing 16$ класса S500 ($A_s = 402 \text{ мм}^2$).

Определяем значение относительного изгибающего момента, воспринимаемого сжатой зоной бетона с учетом сжатой арматуры:

$$\alpha_m = \frac{M_{Ed} - k_{s2} \cdot f_{yd} \cdot A_{s2} (d - c_1)}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} =$$

$$= \frac{350 \cdot 10^6 - 1,0 \cdot 435 \cdot 402 \cdot (400 - 30)}{16,67 \cdot 300 \cdot 400^2} = 0,357 < \alpha_{m, \text{lim}} = 0,371.$$

Тогда при

$$C_0 = \frac{\omega_c}{k_2} = \frac{17}{21} \cdot \frac{238}{99} = \frac{17}{7 \cdot 3} \cdot \frac{7 \cdot 34}{99} = \frac{578}{297}.$$

значение относительной высоты сжатой зоны:

$$\xi = \left(0,5 - \sqrt{0,25 - \frac{\alpha_m}{C_0}} \right) / k_2 = \left(0,5 - \sqrt{0,25 - \frac{0,357 \cdot 297}{578}} \right) \cdot \frac{238}{99} = 0,58.$$

Из выражения (2), приняв $x = \xi \cdot d$, находим значение требуемой площади растянутой арматуры:

$$\begin{aligned} A_{s1} &= \frac{\omega_c \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d \cdot \xi + k_{s2} \cdot f_{yd} \cdot A_{s2}}{f_{yd}} = \\ &= \frac{17/21 \cdot 16,67 \cdot 300 \cdot 400 \cdot 0,58 + 1 \cdot 435 \cdot 402}{435} = 2561,2 \text{ мм}^2. \end{aligned}$$

Фактический коэффициент армирования:

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{2561}{300 \cdot 400} = 0,021 > \rho_{\min} = 0,0013.$$

Минимальный процент армирования [4, п. 9.2.1.1(1)]:

$$\rho_{\min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,13 \%, \\ 26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} = 26 \cdot \frac{2,6}{500} = 0,135 \%. \end{array} \right.$$

Так как $\rho = 2,1 \% > \rho_{\min} = 0,13 \%$, армирование ригеля принимаем в соответствии с расчетом.

Окончательно принимаем в качестве рабочей арматуры $2\varnothing 32 + 2\varnothing 28$ класса S500 ($A_s = 1608 + 1232 = 2840 \text{ мм}^2$).

Уточняем положение центра тяжести растянутой арматуры:

$$c = \frac{1608 \left(35 + \frac{32}{2} \right) + 1232 \left(35 + \frac{28}{2} \right)}{1608 + 1232} = 50,1 \text{ мм} \approx 50 \text{ мм}.$$

Проверка сопротивления ригеля поперечному срезу

В соответствии с требованиями СП 5.03.01–2020 [4, п. 8.2.1.1], расчет требуемой площади поперечного армирования производится в зависимости от величины поперечной силы V_{Ed} , действующей в рассматриваемом сечении.

Расчетную поперечную силу $V_{Rd, ct}$, воспринимаемую элементом без вертикальной или наклонной арматуры при отсутствии продольного усилия определяют по формуле [4, п. 8.2.1.2]:

$$V_{Rd, ct} = C_{Rd, c} \cdot k \cdot (100\rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot b_w \cdot d,$$

но не менее

$$V_{Rd, ct, \min} = v_{\min} \cdot b_w \cdot d,$$

где $C_{Rd, c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = 0,12$;

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2, \text{ где } d - \text{ в мм};$$

f_{ck} – принимается в МПа;

b_w – наименьшая ширина поперечного сечения в пределах растянутой зоны, мм.

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0,02,$$

где A_{sl} – площадь сечения растянутой арматуры, которая заведена не менее чем на $(l_{bd} + d)$ за рассматриваемое сечение.

$$v_{\min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}.$$

Если $V_{Ed} \leq V_{Rd, ct}$, то поперечное армирование не требуется и его назначают по конструктивным требованиям.

Если $V_{Ed} > V_{Rd, cr}$, то необходимо устанавливать расчетное количество поперечной арматуры.

При расчете поперечной арматуры балка представляется в виде раскосной фермы с параллельными поясами. Предполагается, что восходящие раскосы совпадают с направлениями главных сжимающих напряжений, образующих усилия, действующие между наклонными трещинами. Нисходящие раскосы совпадают с направлением главных растягивающих напряжений, которые должны восприниматься поперечными стержнями и отгибами.

Поперечная арматура устанавливается под углом $\alpha = 90^\circ$.

Для элементов с вертикальной поперечной арматурой сопротивление срезу V_{Rd} принимается как меньшее из значений $V_{Rd, sy}$ и $V_{Rd, max}$ [4, п. 8.2.2.1].

Предельная поперечная сила, которая может быть воспринята сечением с поперечной арматурой:

$$V_{Rd, sy} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta$$

при

$$\frac{A_{sw} \cdot f_{ywd}}{b_w \cdot s} \leq 0,5v \cdot f_{cd},$$

где A_{sw} – площадь сечения поперечной арматуры;

z – плечо внутренней пары сил;

s – расстояние между хомутами;

$f_{ywd} = 0,8 f_{yk}$ – расчетное значение предела текучести поперечной арматуры;

v – коэффициент снижения прочности бетона с учетом образования наклонных трещин [4, п. 8.2.1.4]:

$$v = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right),$$

где f_{ck} – принимается в МПа.

Расчетное значение поперечной силы, которая может быть воспринята полосой бетона между наклонными трещинами [4, п. 8.2.2.3]:

$$V_{Rd, \max} = \frac{b_w \cdot z \cdot v \cdot f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta}.$$

Наибольшее расстояние между поперечными стержнями определяется по формуле [4, п. 11.4.5.4]:

$$s_l, \max = 0,75 \cdot d.$$

Пример 3.3. Определить методом ферменной аналогии диаметр и шаг поперечной арматуры сборного ригеля таврового сечения (рис. 3.1) при следующих данных: класс бетона C²⁵/₃₀, класс поперечной арматуры – S500, продольная арматура – 4Ø25 класса S500, ширина ребра сечения ригеля $b_w = 300$ мм, полезная высота сечения $d = 400$ мм, максимальная поперечная сила – $V_{Ed} = 171,05$ кН.

Проверка необходимости постановки поперечной арматуры

Поперечная сила, которую может воспринять бетон конструкции без учета поперечной арматуры, вычисляется по формуле:

$$V_{Rd, ct} = 0,12 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot b_w \cdot d,$$

но не менее

$$V_{Rd, ct, \min} = v_{\min} \cdot b_w \cdot d,$$

где ρ_l – коэффициент армирования продольной арматурой.

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{1963}{300 \cdot 400} = 0,016 < 0,02, \text{ принимаем } \rho_l = 0,016.$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{400}} = 1,707 \leq 2, \text{ принимаем } k = 1,707.$$

$$V_{\min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 1,707^{3/2} \cdot 25^{1/2} = 0,39 \text{ МПа.}$$

Тогда

$$V_{Rd, ct} = 0,12 \cdot 1,707 \cdot (100 \cdot 0,016 \cdot 25)^{1/3} \cdot 300 \cdot 400 = 84\,688 \text{ Н;}$$

$$V_{Rd, ct, \min} = V_{\min} \cdot b_w \cdot d = 0,39 \cdot 300 \cdot 400 = 46\,800 \text{ Н.}$$

Так как $V_{Rd, ct} = 83,69 \text{ кН} \leq V_{Ed} = 171,05 \text{ кН}$, поперечная арматура устанавливается по расчету.

Расчет наклонного сечения ригеля на действие поперечной силы

Длина участка, на котором поперечное армирование необходимо устанавливать по расчету, определяется по эпюре поперечных сил (рис. 3.7).

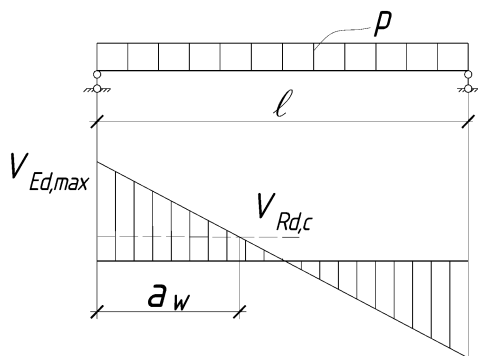


Рис. 3.7. К расчету наклонных сечений

Таким образом, расчетным является участок:

$$a_w = \frac{V_{Ed, \max} - V_{Rd, ct}}{p} = \frac{171,05 - 84,69}{58,68} = 1,443 \text{ м.}$$

При равномерно распределенной нагрузке, приложенной по верхней грани элемента площадь поперечной арматуры на любом отрезке длиной $l = z \cdot \cot\theta$ может быть рассчитана по наименьшему значению V_{Ed} на этом отрезке.

Первое расчетное сечение назначаем на расстоянии от опоры:

$$z_1 = d = 400 \text{ мм.}$$

Поперечное усилие в данном сечении:

$$V_{Ed} = V_{Ed, \max} - p \cdot z = 171,05 - 58,68 \cdot 0,400 = 147,58 \text{ кН.}$$

Задаемся углом наклона трещин к горизонтали $\theta = 40^\circ$.

В пределах длины расчетного участка поперечное армирование рассчитывают из условий:

$$V_{Rd} = V_{Rd, sy}, V_{Ed, \max} \leq V_{Rd, \max},$$

где $V_{Rd, sy}$ – расчетная поперечная сила, воспринимаемая сечением с поперечным армированием, определяется по формуле:

$$V_{Rd, sy} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta \text{ кН.}$$

Задав шаг поперечной арматуры, определяем площадь ее сечения по последней формуле, учитывая то, что в данном методе количество поперечной арматуры рассчитывают, приняв условие, что напряжения в ней достигают предела текучести, т. е.:

$$f_{ywd} = 0,8 \cdot f_{yk} = 0,8 \cdot 500 = 400 \text{ МПа.}$$

Плечо внутренней пары сил:

$$z = 0,9 \cdot d = 0,9 \cdot 400 = 360 \text{ мм.}$$

Максимальный шаг поперечной арматуры [4, п. 11.4.5.4]:

$$s_{l, \max} = 0,75 \cdot d = 0,75 \cdot 400 = 300 \text{ мм.}$$

Принимаем шаг поперечной арматуры $s = 100$ мм.
Площадь поперечной арматуры:

$$A_{sw} = \frac{V_{Ed} \cdot s}{z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta} = \frac{147,58 \cdot 10^3 \cdot 100}{360 \cdot 400 \cdot \cot 40^\circ} = 86,1 \text{ мм}^2.$$

Принимаем по сортаменту 2Ø8 ($A_{sw} = 101 \text{ мм}^2$).

Проверяем условие ограничения максимальной площади эффективной поперечной арматуры [4, п. 8.2.2.2]:

$$\frac{A_{sw} \cdot f_{ywd}}{b_w \cdot s} \leq \frac{1}{2} \cdot v \cdot f_{cd},$$

где v – коэффициент, учитывающий снижение прочности бетона при сжатии в условиях растяжения и равный для тяжелого бетона [4, п. 8.2.1.4]:

$$v = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{25}{250}\right) = 0,54.$$

Тогда

$$\frac{A_{sw} \cdot f_{ywd}}{b_w \cdot s} = \frac{101 \cdot 400}{300 \cdot 100} = 1,347 \text{ МПа},$$

$$0,5 \cdot v \cdot f_{cd} = 0,5 \cdot 0,54 \cdot 16,67 = 4,501 \text{ МПа}.$$

Так как $1,347 < 4,501$ – условие выполняется.

Поперечная сила, которая может быть воспринята полосой бетона между наклонными трещинами [4, п. 8.2.2.2]:

$$V_{Rd, \max} = \frac{v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z}{\cot \theta + \tan \theta} = \frac{0,54 \cdot 16,67 \cdot 300 \cdot 360}{\cot 40^\circ + \tan 40^\circ} = 478 \text{ 713 Н};$$

Так как $V_{Ed, \max} = 171,05 \text{ кН} < V_{Rd, \max} = 478,713 \text{ кН}$ – условие выполняется.

Расстояние от опоры до **второго** расчетного сечения:

$$z_2 = d + z \cdot \cot \theta = 400 + 360 \cdot \cot 40^\circ = 829,03 \approx 829 \text{ мм.}$$

Действующее значение поперечной силы:

$$V_{Ed} = V_{Ed, \max} - p \cdot z_2 = 171,05 - 58,68 \cdot 0,829 = 122,4 \text{ кН.}$$

Требуемый шаг поперечной арматуры:

$$s = \frac{z \cdot f_{ywd} \cdot A_{sw} \cdot \cot \theta}{V_{Ed}} = \frac{360 \cdot 400 \cdot 101 \cdot \cot 40^\circ}{122,4 \cdot 10^3} = 141,5 \text{ мм.}$$

Расстояние от опоры до **третьего** расчетного сечения:

$$z_3 = d + 2 \cdot z \cdot \cot \theta = 400 + 2 \cdot 360 \cdot \cot 40^\circ = 1258,1 \approx 1258 \text{ мм.}$$

Действующее значение поперечной силы:

$$V_{Ed} = V_{Ed, \max} - p \cdot z = 171,05 - 58,68 \cdot 1,258 = 97,23 \text{ кН.}$$

Требуемый шаг поперечной арматуры:

$$s = \frac{z \cdot f_{ywd} \cdot A_{sw} \cdot \cot \theta}{V_{Ed}} = \frac{360 \cdot 400 \cdot 101 \cdot \cot 40^\circ}{97,23 \cdot 10^3} = 178,3 \text{ мм.}$$

Расстояние от опоры до **четвертого** расчетного сечения:

$$z_4 = d + 3 \cdot z \cdot \cot \theta = 400 + 3 \cdot 360 \cdot \cot 40^\circ = 1687,1 \approx 1687 \text{ мм.}$$

Действующее значение поперечной силы:

$$V_{Ed} = V_{Ed, \max} - p \cdot z_4 = 171,05 - 58,68 \cdot 1,687 = 72,06 \text{ кН.}$$

Требуемый шаг поперечной арматуры:

$$s = \frac{z \cdot f_{ywd} \cdot A_{sw} \cdot \cot \theta}{V_{Ed}} = \frac{360 \cdot 400 \cdot 101 \cdot \cot 40^\circ}{72,06 \cdot 10^3} = 240,6 \text{ мм.}$$

Коэффициент поперечного армирования [4, п. 11.2.1.5]:

$$\rho_{sw} = \frac{A_{sw, i}}{s \cdot b_w \cdot \sin \alpha} = \frac{101}{100 \cdot 300 \cdot \sin 90^\circ} = 0,0033.$$

Минимальный коэффициент поперечного армирования:

$$\rho_{sw, \min} = 0,08 \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = 0,08 \frac{\sqrt{25}}{500} = 0,0008.$$

Так как $\rho_{sw} = 0,0033 > \rho_{sw, \min} = 0,0008$, окончательно принимаем поперечное армирование ригеля в виде $2\varnothing 8$ класса S500 ($A_{sw} = 101 \text{ мм}^2$).
 Схема армирования поперечного сечения ригеля приведена на рис. 3.8.

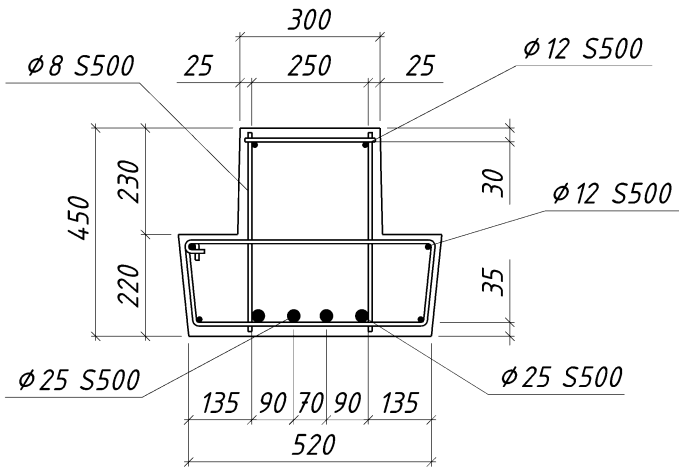


Рис. 3.8. Армирование поперечного сечения ригеля
 (по данным примеров 3.1 и 3.3)

Результаты расчетов сведены в табл. 3.2.

Таблица 3.2

Результаты расчета поперечной арматуры

Расстояние от опоры до расчетного сечения		Наименьшее значение поперечной силы в сечении V_{Ed} , кН	Шаг поперечных стержней, мм	
z_i	мм		по расчету	принятый
d	400	147,58	100	100
$d + z \cdot \cot \theta$	829	122,4	141,5	
$d + 2 \cdot z \cdot \cot \theta$	1258	97,23	178,3	
$d + 3 \cdot z \cdot \cot \theta$	1687	72,06	240,6	200

4. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ СБОРНОЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ КОЛОННЫ

4.1. Конструктивные особенности сжатых элементов

Колонны и стойки назначают обычно квадратного сечения, иногда прямоугольного. В целях стандартизации размеры сечения колонн назначают кратными 50 мм. Сборные железобетонные колонны многоэтажных зданий рекомендуется принимать с размерами поперечного сечения не менее 300×300 мм. Бетон для колонн применяют в зависимости от условий эксплуатации здания (см. табл. П.1, П.3 Приложения), но не ниже $C^{20/25}$.

При проектировании сжатых колонн надо соблюдать следующие конструктивные требования:

1) размеры сечений колонн должны быть такими, чтобы их гибкость $\lambda = l_0/i$ в любом направлении не превышала 120 [4, п. 11.4.2];

2) минимальная величина сечения продольной арматуры S_1 и S_2 должна составлять не менее [4, п. 11.2.1.2]:

$$A_{s1} = A_{s2} \geq 0,01 \cdot \rho_{\min} \cdot b \cdot d,$$

где ρ_{\min} – минимальный процент армирования

$$\rho_{\min} = \max \{ \rho_N; \rho_\lambda \},$$

$$\rho_N = \frac{5N_{Ed}}{f_{yd} \cdot b \cdot d},$$

$$\rho_\lambda = \frac{27 + \lambda_a}{440}, \text{ но не менее } 0,10 \text{ и не более } 0,25,$$

где N_{Ed} – расчетное усилие;

f_{yd} – расчетное значение предела текучести арматуры;

λ_a – гибкость колонны.

3) площадь продольной арматуры не должна превышать $A_{s, \max} = 0,04 A_c$, за исключением сечений соединений, где предельное значение площади арматуры может быть увеличено до $0,08 A_c$;

4) в колоннах прямоугольного сечения в каждом углу должно быть расположено не менее одного стержня;

5) Колонны армируют продольными стержнями из стали класса S500 диаметром не менее 12 мм в растянутой зоне и 16 мм в сжатой зоне и поперечной арматурой из стали класса S500;

6) диаметр поперечной арматуры (хомутов, петель или спиральной арматуры) не должен быть менее 6 мм или четверти максимального диаметра продольной арматуры. Диаметр проволоки в сварных сетках для поперечного армирования не должен быть менее 5 мм;

7) поперечная арматура должна быть надежно заанкерена.

8) во внецентренно сжатых линейных элементах (при минимальном диаметре продольной арматуры) поперечная арматура должна быть установлена с шагом, не более [4, п.11.4.5.6]:

а) на участках стыковки без сварки продольной рабочей арматуры – $10\varnothing$;

б) при площади сечения сжатой арматуры S_2 более 1,5 % по расчету – $10\varnothing$ и не более 300 мм;

в) если все сечение сжато и общая площадь сечения арматуры S_1 и S_2 по расчету более 3 % – $10\varnothing$ и не более 300 мм;

г) по всей длине элемента из условия обеспечения работы продольной арматуры, установленной по расчету в сжатой зоне сечения при $f_{yd} > 400$ Н/мм² – не более 400 мм и не более $12\varnothing$ и $15\varnothing$ – в вязанных и сварных каркасах соответственно;

9) Каждый продольный стержень или пучок стержней, расположенный в углу сечения, должен быть подкреплен (привязан) поперечной арматурой. Ни один продольный стержень, расположенный в пределах сжатой зоны, не должен быть удален более чем на 150 мм от подкрепленного стержня.

4.2. Определение действующих нагрузок и усилий

Нагрузки на колонну от перекрытий и покрытия складываются из постоянной нагрузки (от собственного веса плиты, ригеля и заданных конструкций пола и кровли) и переменной (функциональной и снеговой), принимаемой по заданию. Для определения расчетных нагрузок частные коэффициенты по нагрузке определяются по СН 2.01.01-2020 «Основы проектирования строительных

конструкций» [1, табл. НП.1] и СН 2.01.02-2019 и СН 2.01.04-2019 «Воздействия на конструкции» [2, 3]:

– от собственного веса железобетонных конструкций, выполняемых в заводских условиях – $\gamma_G = 1,2$;

– от собственного веса железобетонных конструкций и веса выравнивающих и отделочных слоев (плиты, засыпки, стяжки и др.), выполняемых на строительной площадке – $\gamma_G = 1,3$;

– для равномерно распределенных переменных нагрузок на перекрытия и лестницы (функциональных) – $\gamma_Q = 1,4$;

– для снеговой нагрузки – $\gamma_Q = 1,6$ при отношении характеристического значения снеговой нагрузки к полной нагрузке на элемент конструкции, включая нагрузку от его собственного веса (более 0,5), и $\gamma_Q = 1,5$ – в других случаях.

Вычисляется действующая на 1 м^2 постоянная нагрузка на покрытие $g_{\text{покр}}$, переменная (снеговая) – $q_{\text{покр}}$, постоянная нагрузка на перекрытие – $g_{\text{перекр}}$ и переменная нагрузка (функциональная) на перекрытие – $q_{\text{перекр}}$.

Снеговые нагрузки рассматриваются как переменные воздействия, действующие вертикально и направленные к горизонтальной проекции поверхности покрытия.

Согласно п. 5.2(3) СН 2.01.04-2019 [3] снеговая нагрузка на покрытие определяется по формуле:

$$q_{\text{покр}} = s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k,$$

где μ_i – коэффициент формы снеговых нагрузок (при уклоне поверхности покрытия $\alpha \leq 30^\circ$ принимается $\mu_i = 0,8$);

C_t – температурный коэффициент. Используется в расчетах для снижения снеговых нагрузок на покрытия с повышенной теплопередачей;

C_e – коэффициент окружающей среды. При выборе коэффициента учитываются условия эксплуатации сооружения. Значения коэффициента приведены в табл. 4.1;

s_k – характеристическое (нормативное) значение снеговых нагрузок на грунт.

Величина характеристической (нормативной) нагрузки для различных районов Республики Беларусь приведена на карте (рис. П.1 Приложения).

Таблица 4.1

Рекомендуемые значения коэффициента C_e
для различных условий местности

Условия местности	C_e
Не защищенные от ветра ^{а)}	0,8*
Обычные ^{б)}	1,0
Закрытые ^{в)}	1,0

^{а)} Не защищенные от ветра. Плоские, открытые со всех сторон территории или поверхности, которые незначительно защищены, а также высокие здания или деревья.

^{б)} Обычные. Территории, на которых не наблюдается существенного перемещения по покрытию сооружения снега при действии ветра, а также с других зданий, сооружений или деревьев.

^{в)} Закрытые. Территории, на которых рассматриваемые сооружения значительно ниже окружающей местности, или конструкции, окруженные высокими деревьями и/или другими высокими сооружениями.

* Для покрытий с наименьшим горизонтальным размером, превышающим 50 м, коэффициент $C_e = 1$.

При определении снеговых нагрузок для неутепленных покрытий цехов с повышенными тепловыделениями при уклонах кровли свыше 3 % и обеспечении надлежащего отвода талой воды допускается вводить понижающий коэффициент $C_t = 0,8$. В остальных случаях $C_t = 1,0$. При этом нагрузка s_k должна составлять минимум 0,5 кПа.

4.3. Нагрузки на колонну

Нагрузка на колонну собирается с грузовой площадки $A_{\text{груз}} = l_{\text{риг}} \cdot l_{\text{пл}}$ ($l_{\text{риг}}$ и $l_{\text{пл}}$ – расстояние между осями колонн в направлении ригелей и плит перекрытия соответственно).

Колонна первого этажа (на уровне обреза фундамента) рассчитывается на действие следующих усилий:

– от постоянных нагрузок:

$$G_1 = G_{\text{покр}} + (n_{\text{эт}} - 1) \cdot G_{\text{перекр}} + n_{\text{эт}} \cdot G_{\text{колонны}};$$

$$G_{\text{покр}} = g_{\text{покр}} \cdot A_{\text{груз}} + G_{\text{риг}};$$

$$G_{\text{перекр}} = g_{\text{перекр}} \cdot A_{\text{груз}} + G_{\text{риг}};$$

$$G_{\text{колонны}} = b \cdot h \cdot H_{\text{эт}} \cdot \rho \cdot \gamma_F;$$

– от переменных нагрузок:

$$Q_1 = (n_{\text{эт}} - 1) \cdot Q_{\text{перекр}};$$

$$Q_2 = Q_{\text{покр}};$$

$$Q_{\text{покр}} = q_{\text{покр}} \cdot A_{\text{груз}};$$

$$Q_{\text{перекр}} = q_{\text{перекр}} \cdot A_{\text{груз}},$$

где $n_{\text{эт}}$ – количество этажей,

b, h – размеры поперечного сечения колонны, м,

$H_{\text{эт}}$ – высота этажа, м.

В расчетах по методу предельных состояний кроме постоянных нагрузок учитываются переменные нагрузки, одновременное появление которых маловероятно. Поэтому учитываются только наиболее неблагоприятное для данной расчетной ситуации приложение нескольких независимых переменных нагрузок или части их.

Согласно п. 6.4.3.2 СН 2.01.01-2019 [1] при проверке предельных состояний несущей способности следует принимать следующие сочетания нагрузок при постоянных и переходных ситуациях:

– первое основное сочетание:

$$N_{Ed} = \sum_j (\gamma_{G,j} \cdot G_{k,j}) + \sum_{i \geq 1} (\gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i});$$

– второе основное сочетание:

$$N_{Ed} = \xi \cdot \sum_j (\gamma_{G,j} \cdot G_{k,j}) + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_{i > 1} (\gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}),$$

где $\gamma_{G,j} \cdot G_{k,j}$ – расчетное значение постоянных нагрузок;

$\gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1}$ – расчетное значение доминирующей переменной нагрузки;

$\gamma_{Q,i} \cdot Q_{k,i}$ – расчетные значения сопутствующих переменных нагрузок;

$\psi_{0,i}$ – коэффициент сочетания для i -й нагрузки ([1, табл. А.1]);

$\xi = 0,85$ – коэффициент уменьшения для неблагоприятно действующей постоянной нагрузки.

Полное усилие в колонне первого этажа допускается представить как

$$N_{Ed,1} = G_1 + \sum_{i \geq 1} \psi_{0,i} \cdot Q_i;$$

$$N_{Ed,2} = \xi \cdot G_1 + Q_d + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} \cdot Q_i,$$

где G_1 – постоянная нагрузка;

Q_d – доминирующая переменная нагрузка;

Q_i – сопутствующая переменная нагрузка.

В качестве доминирующего переменного воздействия следует рассматривать не обязательно воздействие, большее по величине, а воздействие, характеризующееся большей продолжительностью действия нагрузки в процессе эксплуатации. В случае расчета многоэтажного здания доминирующим воздействием, очевидно, будет функциональная нагрузка, а сопутствующим – снеговая, как меньшая по величине и продолжительности действия.

Согласно п. 6.2.1(4) [2] функциональные нагрузки одной категории могут быть снижены с учетом площади, поддерживаемой соответствующим конструктивным элементом, с помощью понижающего коэффициента α_A согласно п. 6.3.1.2(10) [2].

В соответствии с [2, п. 6.2.1(4)], понижающий коэффициент α_A может быть применен к значению функциональной нагрузки на перекрытие q_k [2, табл. 6.2].

Рекомендуемое значение понижающего коэффициента α_A для категорий А – D определяют следующим образом:

$$\alpha_A = \frac{5}{7} \psi_0 + \frac{A_0}{A} \leq 1,$$

где ψ_0 – коэффициент согласно СН 2.01.01-2019 [1, табл. А.1.1];

$A_0 = 10,0 \text{ м}^2$;

A – площадь нагружения.

Для категорий С и D вводится ограничение: $\alpha_A > 0,6$.

В соответствии с СН 2.01.02-2019 [2, п. 6.2.2(2)] и при условии, что площадь классифицируется в соответствии с табл. 6.1 [2] по категориям использования от А до D, для колонн и стен общее значение функциональной нагрузки от нескольких этажей может быть умножено на понижающий коэффициент α_n .

Рекомендуемое значение понижающего коэффициента:

$$\alpha_n = \frac{2 + (n - 2)\psi_0}{n},$$

где ψ_0 – коэффициент согласно А.1[1, табл. А.1.1];

n – количество этажей ($n > 2$), расположенных выше несущего конструктивного элемента с площадью той же категории использования.

Часть переменной нагрузки при практически постоянном сочетании нагрузок (длительно действующая часть) определяется путем умножения полной переменной нагрузки на коэффициенты сочетания ψ_2 (для снеговой нагрузки $\psi_2 = 0$; для функциональной – $\psi_2 = 0,6$ – кабинеты, лаборатории и т. д.), которые определяются по СН 2.01.01-2019 [1, табл. А.1].

Функциональная нагрузка:

$$Q_{1, \ell} = Q_1 \cdot \psi_2 = Q_1 \cdot 0,6.$$

Снеговая нагрузка:

$$Q_{2, \ell} = Q_2 \cdot \psi_2 = Q_2 \cdot 0 = 0.$$

Практически постоянная часть полной нагрузки:

$$N_{Ed, lt} = G_1 + Q_{1, \ell}.$$

Таким образом, усилия, действующие в колонне первого этажа:

– от полной нагрузки:

$$N_{Ed} = \max \{ N_{Ed, 1}, N_{Ed, 2} \};$$

– от действия практически постоянного сочетания нагрузок $N_{Ed, lt}$

4.4. Расчет эффектов второго порядка

Под эффектами **второго** порядка понимают дополнительные эффекты от воздействия, обусловленные деформацией конструкции.

Под эффектами **первого** порядка понимают эффекты от воздействия, которые рассчитываются без учета влияния деформации конструкции, но с учетом геометрических несовершенств.

Согласно п. 5.4.8 [4] несовершенства, вызванные обычными отклонениями в производстве работ для колонн в раскрепленных системах, могут быть учтены с помощью дополнительного эксцентриситета $e_i = l_0/400$ (где l_0 – расчетная длина колонны).

Эффекты второго порядка (продольный изгиб) могут не учитываться, если для гибкости выполняется условие [4, п. 8.1.6.10]:

$$\lambda_a = \frac{l_0}{i} < \lambda_{\text{lim}, a} = \frac{20 \cdot a_N \cdot b_N \cdot c_N}{\sqrt{\bar{n}}},$$

где $a_N = \frac{1}{1 + 0,2 \cdot \varphi_{ef}}$ (допускается принимать $a_N = 0,7$);

$b_N = \sqrt{1 + 2\omega}$ (допускается принимать $b_N = 1,1$);

$c_N = 1,7 - r_m$ (допускается принимать $c_N = 0,7$);

$\bar{n} = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}}$ – относительное продольное усилие.

Если $\lambda_a > \lambda_{\text{lim}, a}$, то необходимо учитывать эффекты второго порядка.

Расчетная длина для раскрепленных элементов определяется по формуле [4, п. 8.1.6.8]:

$$l_0 = 0,5 \cdot l \sqrt{\left(1 + \frac{k_{1c}}{0,45 + k_{1c}}\right) \cdot \left(1 + \frac{k_{2c}}{0,45 + k_{2c}}\right)},$$

где l – длина в свету сжатого элемента между закреплениями концов;

k_{1c}, k_{2c} – значения относительной податливости закрепления от поворота на концах 1 и 2 соответственно.

Поскольку жесткое закрепление обеспечить невозможно, допускается минимальное значение для k_{1c} и k_{2c} принять равным 0,1.

Гибкость колонны определяется по формуле [4, п. 8.1.6.4]:

$$\lambda_a = \frac{l_0}{i},$$

где i – радиус инерции сечения колонны.

$$i = \sqrt{\frac{I_{col}}{A_c}}.$$

Номинальная жесткость колонны [4, п. 8.1.6.3]:

$$B_{nom} = k_c \cdot E_{cd} \cdot I_c + k_s \cdot E_s \cdot I_s,$$

где E_{cd} – расчетное значение модуля упругости бетона, $E_{cd} = E_{cm} / 1,2$;

I_c – момент инерции поперечного сечения бетона, определяется без учета арматуры;

$E_s = 2,0 \cdot 10^5$ МПа – модуль упругости арматуры;

I_s – момент инерции арматуры относительно центра тяжести сечения, может определяться с помощью ρ_{min} .

$$k_s = 1;$$

$$k_c = \frac{k_{1a} \cdot k_{2a}}{(1 + \varphi_{ef})};$$

$$\bar{n} = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}};$$

$$k_{1a} = \sqrt{\frac{f_{ck}}{20}};$$

$$k_{2a} = \bar{n} \cdot \frac{\lambda}{170} \leq 0,20,$$

где φ_{ef} – эффективный коэффициент ползучести, определяется в соответствии с [4, п. 8.1.6.5] по формуле:

$$\varphi_{ef} = \frac{\varphi(\infty, t_0) \cdot M_{0Eqp}}{M_{0Ed}},$$

где M_{0Eqp} – изгибающий момент, определяемый с учетом эффектов первого порядка при практически постоянном сочетании нагрузок;

M_{0Ed} – изгибающий момент, определяемый с учетом эффектов первого порядка при расчетном сочетании нагрузок;

$\varphi(\infty, t_0)$ – предельное значение коэффициента ползучести по п. 6.1.4.3 [4], в соответствии с которым допускается использование предельных значений коэффициентов ползучести и относительных деформаций ползучести, рассчитанных для возраста бетона $t = 50$ лет. Предельные значения коэффициентов ползучести $\varphi(50, t_0)$ для неармированного бетона нормального веса, в том числе мелкозернистого бетона, определяют по таблице П.11 ([4, табл. 6.5]).

Критическая сила определяется по формуле [4, п. 8.1.6.2]:

$$N_{crit} = \frac{\pi^2 B_{nom}}{l_0^2}.$$

Общий расчетный момент, с учетом эффектов первого и второго порядков, рассчитывается по формуле:

$$M_{Ed} = \frac{M_{0Ed}}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{crit}}},$$

где M_{0Ed} – изгибающий момент, определенный по результатам статического расчета с учетом геометрических несовершенств, т. е. с учетом эффектов первого порядка.

4.5. Определение требуемой площади сечения продольной рабочей арматуры

Практика проектирования типовых колонн показала, что наиболее целесообразно применять симметричное армирование сечений, так как максимальные значения суммарных моментов положительного и отрицательного значения в расчетных сечениях незначительно отличаются по величине.

Определение площади продольной арматуры ($A_{s1} = A_{s2}$) начинается с предположения о том, что напряжения в арматуре у обеих граней сечения (растянутой A_{s1} и сжатой A_{s2}) достигли значений, соответствующих расчетному сопротивлению f_{yd} .

В этом случае действующее продольное усилие в колонне воспринимается бетоном сжатой зоны. Тогда относительное усилие, воспринимаемое бетоном сжатой зоны, можно определить по формуле:

$$\alpha_c = \frac{N_{Ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot d}.$$

По полученному значению α_c , пользуясь данными таблицы П.10 Приложения, определяем область деформирования. Значение α_c может соответствовать одной из четырех областей деформирования:

- область деформирования 1b – $\alpha_c \leq \frac{17}{81}$;
- область деформирования 2 – $\frac{17}{81} < \alpha_c \leq \frac{17}{21} \xi_{\text{lim}}$;
- область деформирования 3 – $\frac{17}{21} \xi_{\text{lim}} < \alpha_c \leq \frac{17}{21} \beta_h$;
- область деформирования 4 – $\alpha_c > \frac{17}{21} \beta_h$.

Дальнейший ход расчета зависит от области деформирования.

Для колонн многоэтажных зданий с несущими каменными стенами (неполный каркас) и шарнирным опиранием ригелей на консоли колонн характерно напряженно-деформированное состояние внецентренного сжатия с малыми эксцентриситетами (действие

сравнительно большой продольной силы и относительно небольшого изгибающего момента), что соответствует областям деформирования 3 и 4.

Область деформирования 3 (случай малых эксцентриситетов).

В связи с тем, что напряжения в растянутой арматуре при нахождении сечения в этой области деформирования отличаются от принятых ранее для определения относительной высоты сжатой зоны, необходимо выполнить дальнейший расчет с учетом того, что величина и знак напряжений в растянутой (менее сжатой) арматуре зависит от высоты сжатой зоны.

В этом случае относительную высоту сжатой зоны находят из условия равновесия всех сил в сечении.

Это условие может быть записано в виде:

$$\alpha_n + \alpha_{s1} \left(\frac{1}{\xi} - 1 \right) - \alpha_{s2} = \frac{17}{21} \xi,$$

где α_n – относительная продольная сила в сжатом бетоне:

$$\alpha_n = \frac{N_{Ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot d},$$

α_{s1} – относительная продольная сила в менее сжатой (растянутой) арматуре:

$$\alpha_{s1} = \frac{E_s \cdot \varepsilon_{cu2} \cdot A_{s1}}{f_{cd} \cdot b \cdot d},$$

α_{s2} – относительная продольная сила в сжатой арматуре:

$$\alpha_{s2} = \frac{f_{yd} \cdot A_{s2}}{f_{cd} \cdot b \cdot d}.$$

Значения промежуточных параметров:

$$p = -\frac{21(\alpha_n - \alpha_{s1} - \alpha_{s2})}{17};$$

$$q = -\frac{21 \cdot \alpha_{s1}}{17}.$$

Относительная высота сжатой зоны сечения:

$$\xi = -\frac{p}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{p}{2}\right)^2 - q}.$$

Область деформирования 4 (случай малых эксцентриситетов).

В этом случае рекомендуется значение требуемой площади сжатой арматуры определить предварительно в предположении, что значение относительной высоты сжатой зоны:

$$\xi = \beta_h = \frac{h}{d}.$$

Площадь арматуры у более сжатой грани:

$$A_{s2} = \frac{M_{Ed1} - \beta_h \cdot \left(\frac{17}{21} - \frac{33}{98} \cdot \beta_h\right) \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2}{k_{s2} \cdot f_{yd} \cdot (d - c_1)}.$$

Для дальнейшего расчета арматура принимается по сортаменту, с учетом конструктивных требований (см. раздел 4.1).

Дальнейший расчет заключается в определении такого значения относительной высоты сжатой зоны $\xi \approx \beta$, при котором выполняется условие равновесия:

$$\beta_h \left(1 - p_4 \cdot \frac{4}{21}\right) \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d + A_{s1} \cdot k_{s1} \cdot f_{yd} + A_{s2} \cdot k_{s2} \cdot f_{yd} - N_{Ed} = 0,$$

где

$$p_4 = \left(\frac{4\beta_h}{7\xi - 3\beta_h}\right)^2;$$

$$k_{s1} = \frac{14(\xi - 1)}{7 \cdot \xi - 3 \cdot \beta_h} \cdot \frac{E_s}{f_{yd}};$$

$$k_{s2} = \frac{14 \left(\xi - \frac{c_1}{d} \right)}{7 \cdot \xi - 3 \cdot \beta_h} \cdot \frac{E_s}{f_{yd}}, \text{ но не более } 1,$$

где E_s принимается в ГПа.

Задаваясь значениями $\xi \geq \beta_h$, находим величину ξ , при которой выполняется условие равновесия.

Далее проверяем условие:

$$M_{Ed1} \leq M_{Rd1} = \beta_h \left[1 - \frac{\beta_h}{2} - p_4 \left(\frac{4}{21} - \beta_h \frac{8}{49} \right) \right] f_{cd} b d^2 + \\ + A_{s2} k_{s2} f_{yd} (d - c_1).$$

4.6. Определение длины анкеровки рабочих стержней

Сборная колонна жестко заделывается в стакане фундамента. Для обеспечения совместной работы колонны и подколонника фундамента необходимо завести арматуру колонны в стакан фундамента на длину анкеровки l_{bd} .

Согласно [4, п. 11.2.7] расчетная длина анкеровки стержней рассчитывается по формуле:

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b, rqd} \geq l_{b, \min},$$

где $\alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 = 1$ – коэффициенты условий анкеровки ([4, табл. 11.2]);

$l_{b, \min}$ – минимальная длина анкеровки, принимаемая для сжатых стержней:

$$l_{b, \min} = \{0, 6l_{b, rqd}; 10\varnothing; 100 \text{ мм}\};$$

$l_{b, rqd}$ – требуемая базовая длина анкеровки [4, п. 11.2.6]:

$$l_{b, rqd} = \frac{\varnothing}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}},$$

где \varnothing – диаметр стержня рабочей арматуры колонны;

σ_{sd} – расчетное напряжение стержня в месте, от которого измеряется анкеровка, принимается равным f_{yd} ;

f_{bd} – предельное напряжение сцепления по контакту арматуры с бетоном [4, п. 11.2.5]:

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd},$$

где $\eta_1 = 0,7$ – учитывает влияние условий сцепления и положения стержней при бетонировании;

η_2 – учитывает влияние диаметра стержня, при $\varnothing \leq 32$ мм принимается $\eta_2 = 1,0$, при $\varnothing > 32$ мм определяется по формуле:

$$\eta_2 = \frac{132 - \varnothing}{100}.$$

4.7. Проверка колонны в стадии изготовления и транспортирования

Согласно требованиям п. 8.8.1.3 [4] расчет сборных элементов следует производить для всех расчетных ситуаций, включая переходные (стадии изготовления, транспортирования, возведения и т. д.). При этом расчетные схемы должны отвечать принятым конструктивным решениям и технологии изготовления, способам транспортирования, подъема, монтажа и т. д.

Согласно требованиям п. 8.8.1.4 [4] при расчете элементов сборных конструкций для переходных расчетных ситуаций (например, на воздействие усилий, возникающих при их подъеме, транспортировании и монтаже) нагрузку от веса элемента применяют с коэффициентом динамичности, равным:

- 1,60 – при транспортировании;
- 1,40 – при подъеме и монтаже.

При этом частный коэффициент при определении нагрузки от веса элемента принимают равным 1,15.

В процессе транспортирования и монтажа характер работы колонны и ее расчетные схемы принципиально отличаются от таковых в стадии эксплуатации: колонна работает на изгиб по схеме одно- или двухконсольной балки с высотой поперечного сечения равной ширине колонны.

В сборных железобетонных колоннах многоэтажных зданий предусматривают устройство сквозных отверстий диаметром 50 мм, предназначенных для подъема колонн при выемке их из форм, транспортировании и монтаже. Места расположения отверстий определяются в проектной документации на колонны, поскольку схема работы колонн в этих стадиях отличается от расчетной схемы в стадии эксплуатации. При этом колонна считается работающей на изгиб по схеме двухконсольной балки (при подъеме из формы и транспортировании) и одноконсольной балки (при монтаже в проектное положение).

При транспортировании и хранении колонны на строительной площадке прокладки под колонны должны располагаться под отверстиями, предназначенными для выемки колонн из форм.

Пример 4.1. Запроектировать колонну первого этажа при следующих данных: сетка колонн $6,6 \times 6,9$ м; состав покрытия и перекрытий приведены на рисунке 4.1; количество этажей $n_{эт} = 5$; высота этажа $H_{эт} = 4,5$ м; высота сечения ригеля $h_{риг} = 450$ мм; обрез фундамента на отм. $-0,15$ м; бетон класса $C^{25}/_{30}$, рабочая арматура класса S500; сечение колонны 400×400 мм. Характеристическое значение функциональной нагрузки на перекрытие – 4,55 кПа. Предполагаемый район строительства здания – г. Минск, высота местности над уровнем моря $A = 235$ м.

Определение нагрузок на колонну 1-го этажа

Нагрузки на колонну складываются из постоянной (от собственной массы колонны, конструкций покрытия и перекрытий) и переменной (снеговой и функциональной) нагрузок.

Условия местности обычные ($C_e = 1$). Угол наклона покрытия $\alpha \leq 30^\circ$. Согласно СН 2.01.04-2019 [3, п. 5.3.2] коэффициент формы снеговых нагрузок принят $\mu_1 = 0,8$.

Согласно карты снеговых районов, приведенной на рисунке П.1 Приложения [3, рис. НП.1] г. Минск расположен в снеговом районе 2в.

Характеристическое значение снеговой нагрузки на грунт определяем по формуле таблицы П.14 Приложения [3, табл. НП1.1]:

$$s_k = 1,45 + \frac{0,6(A - 210)}{100} = 1,45 + \frac{0,6(235 - 210)}{100} = 1,6 \text{ кН/м}^2.$$

Следовательно, характеристическое значение снеговой нагрузки на покрытие составит:

$$s = \mu_1 \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0,8 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,6 = 1,28 \text{ кН/м}^2.$$

Конструкция покрытия приведена на рис. 4.1, а, расчет нагрузок на один квадратный метр покрытия приведен в табл. 4.2.

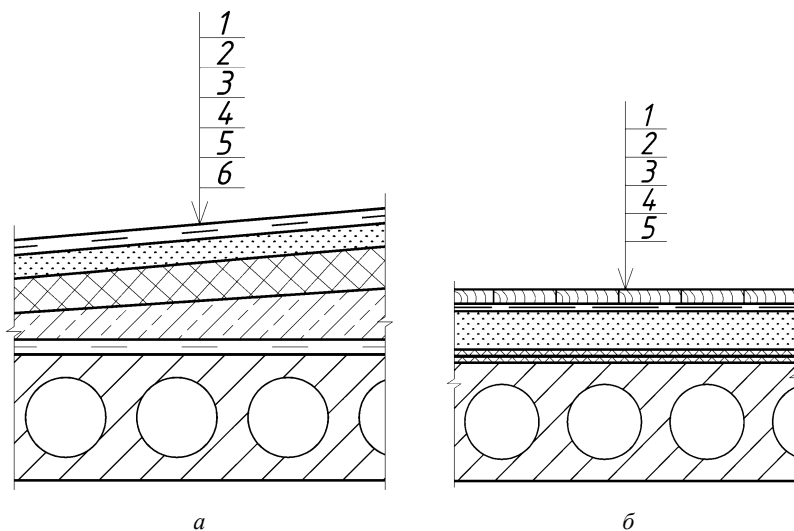


Рис. 4.1. Состав:
а – покрытия; б – перекрытия

Таблица 4.2

Характеристические и расчетные значения нагрузок,
передаваемых на колонну от покрытия

№	Наименование нагрузки	Характеристическое значение, кН/м ²	γ_F	Расчетное значение, кН/м ²
Постоянная нагрузка				
1	Двуслойная кровля «Техноэласт»	0,15	1,3	0,195
2	Цементно-песчаная стяжка М100 $\delta = 30$ мм ($\rho = 18$ кН/м ³)	0,54	1,3	0,702
3	Утеплитель – минеральная вата $\delta = 140$ мм ($\rho = 1,20$ кН/м ³)	0,168	1,3	0,218
4	Разуклонка – керамзитобетон $\delta = 100$ мм ($\rho = 10$ кН/м ³)	1,0	1,3	1,30
5	Пароизоляция	0,07	1,3	0,091
6	Железобетонная многопустотная плита перекрытия	2,75	1,2	3,30
Итого:		$g_k = 4,678$		$g_d = 5,806$
Переменная нагрузка				
	Снеговая (г. Минск)	1,28	1,5	1,92
Итого:		$q_k = 1,28$		$q_d = 1,92$

Конструкция перекрытия приведена на рис. 4.1, б, расчет нагрузок на один квадратный метр перекрытия приведен в табл. 4.3.

Таблица 4.3

Характеристические и расчетные значения нагрузок на колонну,
передаваемых от перекрытия

№	Наименование нагрузки	Характеристическое значение, кН/м ²	γ_F	Расчетное значение, кН/м ²
Постоянная нагрузка				
1	Паркет дубовый штучный $t = 15$ мм, $\rho = 650$ кг/м ³	0,098	1,3	0,127
2	Прослойка из клеящей мастики $t = 1$ мм, $\rho = 1400$ кг/м ³	0,014	1,3	0,019
3	Стяжка цементно-песчаная М150 $t = 48$ мм, $\rho = 1500$ кг/м ³	0,720	1,3	0,936

Окончание табл. 4.3

№	Наименование нагрузки	Характеристическое значение, кН/м ²	γ_F	Расчетное значение, кН/м ²
4	Звукоизоляция – 2 слоя ДВП $t = 16 \text{ мм}, \rho = 850 \text{ кг/м}^3$	0,136	1,3	0,177
5	Железобетонная многопустотная плита перекрытия	2,75	1,2	3,30
Итого:		$g_k = 3,718$		$g_d = 4,558$
Переменная нагрузка				
	Функциональная нагрузка	4,55	1,4	6,37
Итого:		$q_k = 4,55$		$q_d = 6,37$

Расчетное значение погонной нагрузки от собственного веса ригеля составляет 5,505 кН/м (см. пример 3.1).

Расчетная нагрузка на колонну от собственного веса ригеля:

$$G_{\text{риг}} = 5,505 \cdot 6,9 = 37,985 \text{ кН.}$$

Грузовая площадь колонны (рис. 4.2):

$$A_{\text{груз}} = 6,90 \cdot 6,60 = 45,54 \text{ м}^2.$$

При расчете по несущей способности ($\gamma_F > 1$) сосредоточенные нагрузки на колонну составляют:

$$G_{d, \text{покр}} = g_{\text{покр}} \cdot A_{\text{груз}} + G_{\text{риг}} = 5,806 \cdot 45,54 + 37,985 = 302,39 \text{ кН;}$$

$$Q_{d, \text{покр}} = q_{\text{покр}} \cdot A_{\text{груз}} = 1,92 \cdot 45,54 = 87,44 \text{ кН;}$$

$$G_{d, \text{пер}} = g_{\text{пер}} \cdot A_{\text{груз}} + G_{\text{риг}} = 4,558 \cdot 45,54 + 37,985 = 245,56 \text{ кН;}$$

$$Q_{d, \text{пер}} = q_{\text{пер}} \cdot A_{\text{груз}} = 6,37 \cdot 45,54 = 290,09 \text{ кН;}$$

Собственный вес колонны в пределах одного этажа при расчете по несущей способности:

$$G_{d, \text{колонны}} = b \cdot h \cdot H_{\text{эт}} \cdot \rho \cdot \gamma_F = 0,4 \cdot 0,4 \cdot 4,5 \cdot 25 \cdot 1,2 = 21,6 \text{ кН;}$$

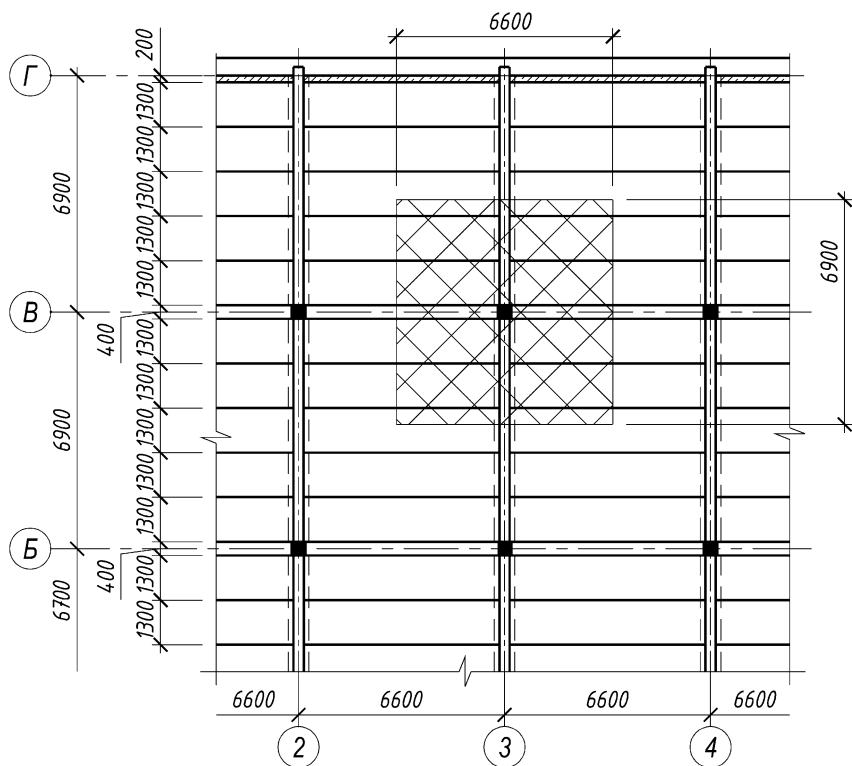


Рис. 4.2. К определению грузовой площади колонны

Для функциональной нагрузки на перекрытие q_k значение понижающего коэффициента α_A составит ([2, п. 6.3.1.2(10)]):

$$\alpha_A = \frac{5}{7} \cdot \psi_0 + \frac{A_0}{A} = \frac{5}{7} \cdot 0,7 + \frac{10}{45,54} = 0,72 < 1,0.$$

Для колонны первого этажа пятиэтажного здания ([2, п. 6.2.2(2)]) (при $n = n_{\text{эт}} - 1 = 5 - 1 = 4$):

$$\alpha_n = \frac{2 + (n - 2)\psi_0}{n} = \frac{2 + (4 - 2) \cdot 0,7}{4} = 0,85.$$

Усилие в колонне в пределах первого этажа:

– от постоянных нагрузок при расчете по несущей способности:

$$\begin{aligned} G_{d,1} &= G_{d, \text{покp}} + (n_{\text{эт}} - 1) \cdot G_{d, \text{пер}} + n_{\text{эт}} \cdot G_{d, \text{колонны}} = \\ &= 302,39 + (5 - 1) \cdot 245,56 + 5 \cdot 21,6 = 1392,63 \text{ кН}; \end{aligned}$$

– от переменных при расчете по несущей способности:

$$\begin{aligned} Q_{d,1} &= (n_{\text{эт}} - 1) \cdot \alpha_A \cdot \alpha_n \cdot Q_{d, \text{пер}} = \\ &= (5 - 1) \cdot 0,72 \cdot 0,85 \cdot 290,09 = 710,14 \text{ кН}; \end{aligned}$$

$$Q_{d,2} = Q_{d, \text{покp}} = 87,44 \text{ кН};$$

Расчетные сочетания усилий:

$$\begin{aligned} N_{Ed,1} &= G_1 + \sum \psi_0 \cdot Q = 1392,63 + 0,7 \cdot 710,14 + \\ &+ 0,6 \cdot 87,44 = 1942,19 \text{ кН}; \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N_{Ed,2} &= \xi \cdot G_1 + Q_d + \sum \psi_0 \cdot Q = 0,85 \cdot 1392,63 + \\ &+ 710,14 + 0,6 \cdot 87,44 = 1946,34 \text{ кН}, \end{aligned}$$

где Q_d – доминирующая переменная нагрузка.

Наиболее невыгодным при расчете по несущей способности является **второе** сочетание – $N_{Ed,2} = 1946,34$ кН.

Практически постоянную часть усилия от переменной нагрузки при расчете по несущей способности определяем путем умножения полного значения переменной нагрузки на коэффициент сочетания ψ_2 (зависит от вида нагрузки), определяемый по СН 2.01.01-2019 [1, табл. А.1]:

– функциональная нагрузка:

$$Q_{d\ell,1} = Q_{d,1} \cdot \psi_2 = 710,14 \cdot 0,6 = 426,08 \text{ кН};$$

– снеговая нагрузка:

$$Q_{dl, 2} = Q_{d, 2} \cdot \psi_2 = 87,44 \cdot 0 = 0 \text{ кН.}$$

Часть продольной силы при практически постоянном сочетании нагрузок для первого сочетания:

$$N_{Ed, lt} = 0,85 \cdot 1392,63 + 426,08 + 0 = 1609,82 \text{ кН.}$$

Таким образом, при расчете по несущей способности:

$N_{Ed} = 1946,34$ кН – полное усилие в колонне первого этажа,

$N_{Ed, lt} = 1609,82$ кН – усилие при практически постоянном сочетании нагрузок в колонне первого этажа.

Определение усилий в колонне

Согласно СП 5.03.01-2020 [4, п. 5.6.2.6] при проверке предельных состояний несущей способности колонн применяют значения эффектов воздействия (изгибающих моментов), полученные из линейно-упругого анализа рам без учета перераспределения усилий.

Неполный каркас здания при опирании ригелей на несущие наружные стены без защемления приближенно рассчитывают только на вертикальные нагрузки. При этом принято, что горизонтальные нагрузки и нагрузки от геометрических несовершенств передаются на систему несущих каменных стен.

Изгибающий момент в колонне определяется при условии отсутствия функциональной нагрузки в пределах грузовой площади одного из ригелей второго этажа, опирающегося на колонну.

Значение функциональной нагрузки, передаваемой одним из ригелей на колонну, определяем по формуле:

$$Q_1 = 0,5 \cdot Q_{\text{пер}} = 0,5 \cdot 290,09 = 145,05 \text{ кН.}$$

Изгибающий момент от этой нагрузки, передаваемый на колонну относительно ее продольной оси, будет равен:

$$M_Q = Q_1 \cdot c,$$

где c – расстояние от точки приложения нагрузки от ригеля до центра тяжести колонны.

$$c = 0,5h + l_k - \frac{l_{\text{sup}}}{3} = 0,5 \cdot 400 + 150 - \frac{130}{3} = 307 \text{ мм},$$

где l_k – вылет консоли колонны,

l_{sup} – длина площадки опирания ригеля на консоль колонны.

Изгибающий момент от этой нагрузки, передаваемый на колонну, будет равен:

$$M_Q = Q_1 \cdot c = 145,05 \cdot 0,307 = 44,53 \text{ кНм}.$$

Изгибающий момент в сечении верха колонны первого этажа определяется по формуле:

$$M_{Ed,2} = 0,6 \cdot M_Q = 0,6 \cdot 44,53 = 26,72 \text{ кНм}.$$

Изгибающий момент в сечении низа колонны первого этажа определяется по формуле:

$$M_{Ed,1} = -0,5M_{Ed,2} = -0,5 \cdot 26,72 = -13,36 \text{ кНм}.$$

Эксцентриситет приложения продольной силы в уровне верха колонны первого этажа полученный из статического расчета составляет:

$$e_{0,c} = \frac{M_{Ed,2}}{N_{Ed}} = \frac{26,72}{1946,34} = 13,7 \cdot 10^{-3} \text{ м} = 13,7 \text{ мм}.$$

Определение расчетных характеристик материалов

Исходя из класса условий эксплуатации ХС1 принимаем для колонны бетон класса $C^{25}/_{30}$ (таблицы П.8, П.9 Приложения):

- характеристическая прочность на сжатие $f_{ck} = 25$ МПа;
- характеристическая прочность бетона на осевое растяжение $f_{ctk,0,05} = 1,8$ МПа;
- средняя прочность бетона на осевое растяжение $f_{ctm} = 2,6$ МПа;
- модуль упругости бетона, подвергнутого тепловой обработке, при классе бетонной смеси по консистенции S2:

$$E_{cm} = 35'0,9 = 31,5 \text{ ГПа};$$

– расчетная прочность на осевое сжатие:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{25}{1,5} = 16,67 \text{ МПа};$$

– расчетная прочность на осевое растяжение:

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk, 0,05}}{\gamma_c} = \frac{1,8}{1,5} = 1,2 \text{ МПа}.$$

Для армирования колонны принимаем стержни класса S500:

– характеристическое сопротивление $f_{yk} = 500$ МПа;

– модуль упругости арматуры $E_s = 2 \cdot 10^5$ МПа.

– расчетное сопротивление:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} \approx 435 \text{ МПа};$$

Определение защитного слоя бетона

Номинальная толщина защитного слоя определяется как сумма минимальной толщины c_{min} и принятого допустимого при проектировании отклонения Δc_{dev} [4, п. 6.3.4.1]:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}.$$

Минимальную толщину защитного слоя c_{min} следует назначать как большее значение из условия обеспечения сцепления и защиты от влияния окружающей среды [4, п. 6.3.4.3]:

$$c_{min} = \max \begin{cases} c_{min, b}, \\ c_{min, dur}, \\ 10 \text{ мм}, \end{cases}$$

где $c_{\min, b}$ – минимальная толщина из условия сцепления, назначается равной предполагаемому диаметру арматуры;

$c_{\min, dur}$ – минимальная толщина из условий защиты от влияния окружающей среды;

Δc_{dev} – допустимое отклонение при проектировании, в соответствии с п. 6.3.4.14 [4] принимается $\Delta c_{dev} = 10$ мм.

Принимаем минимальный защитный слой из условия сцепления арматуры с бетоном $c_{\min, b} = 20$ мм, для класса экспозиции ХС1 $c_{\min, dur} = 15$ мм (таблица П.2 Приложения).

$$c_{\min} \geq \max \begin{cases} c_{\min, b} = 20 \text{ мм,} \\ c_{\min, dur} = 15 \text{ мм,} \\ 10 \text{ мм} \end{cases}$$

В соответствии с [4, п. 6.3.4.14] принимаем $\Delta c_{dev} = 10$ мм.

Следовательно, защитный слой составит $c_{nom} = 20 + 10 = 30$ мм.

Расстояние от растянутой грани сечения колонны до центра тяжести растянутой арматуры:

$$c = c_{nom} + \frac{\varnothing}{2} = 30 + \frac{20}{2} = 40 \text{ мм.}$$

Принимаем $c = 50$ мм.

Тогда полезная высота сечения колонны составит:

$$d = h - c = 400 - 50 = 350 \text{ мм.}$$

Проверка необходимости учета продольного изгиба

Расстояние от верхнего обреза фундамента до верха консоли колонны:

$$l = H_{эм} + 0,15 - h_{риг} + 0,15 = 4,5 + 0,15 - 0,45 + 0,15 = 4,35 \text{ м.}$$

Для нижнего конца колонны принимаем $k_{1c} = 0,1$.

К верхнему узлу колонны первого этажа примыкают шарнирно два ригеля $k_{2c} = \infty$.

Расчетная длина колонны первого этажа:

$$\begin{aligned}l_0 &= 0,5l \cdot \sqrt{\left(1 + \frac{k_{1c}}{0,45 + k_{1c}}\right) \cdot \left(1 + \frac{k_{2c}}{0,45 + k_{2c}}\right)} = \\&= 0,5 \cdot 4,35 \cdot \sqrt{\left(1 + \frac{0,1}{0,45 + 0,1}\right) \cdot (1 + 1)} = 3,34 \text{ м.}\end{aligned}$$

Фактическая гибкость колонны:

$$\lambda_a = \frac{l_0 \cdot \sqrt{12}}{h} = \frac{3,34 \cdot \sqrt{12}}{0,4} = 28,93.$$

Принимаем $a_N = 0,7$ $b_N = 1,1$.

$$r_m = \frac{M_{Ed,1}}{M_{Ed,2}} = \frac{e_{01}}{e_{02}} = \frac{-13,36}{26,72} = -0,5;$$

$$c_N = 1,7 - r_m = 1,7 - (-0,5) = 2,2.$$

Относительное продольное усилие:

$$\bar{n} = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{1946,34 \cdot 10^{-3}}{0,4 \cdot 0,4 \cdot 16,67} = 0,730.$$

Предельная гибкость колонны:

$$\lambda_{\text{lim},a} = \frac{20a_N \cdot b_N \cdot c_N}{\sqrt{\bar{n}}} = \frac{20 \cdot 0,7 \cdot 1,1 \cdot 2,2}{\sqrt{0,73}} = 39,65.$$

Поскольку условие $\lambda_a < \lambda_{\text{lim},a}$ выполняется, учет влияния продольного изгиба не требуется (расчет с учетом продольного изгиба приведен в примере 4.2).

Подбор сечения продольной арматуры

Эксцентриситет приложения продольной силы в уровне верха колонны первого этажа, полученный из статического расчета составляет $e_{0,c} = 13,7$ мм.

Дополнительный эксцентриситет от геометрических несовершенств [4, п. 5.4.8]:

$$e_i = \frac{l_0}{400} = \frac{3340}{400} = 8,35 \text{ мм.}$$

Тогда эксцентриситет продольного усилия, учитывающий эффекты первого порядка, равен:

$$e_{0,Ed} = 13,7 + 8,35 = 22,05 \text{ мм.}$$

Согласно СП 5.03.01-2020 [4, п. 8.1.1.5] для поперечных сечений, находящихся под действием сжимающей силы, необходимо применять минимальный эксцентриситет $e_0 = h/30$, но не менее 20 мм, при этом h является высотой сечения.

Тогда принимаемый для расчета поперечных сечений эксцентриситет следует определять:

$$e_0 = \max \begin{cases} e_{0,Ed} = 22,05 \text{ мм,} \\ \frac{h}{30} = \frac{400}{30} = 13,3 \text{ мм,} \\ 20 \text{ мм.} \end{cases}$$

Принимаем для расчета сечения $e_0 = 22,05$ мм.

Эксцентриситет продольной силы относительно центра тяжести растянутой арматуры:

$$e_{s1} = e_0 + 0,5h - c = 22,05 + 0,5 \cdot 400 - 50 = 172,05 \text{ мм.}$$

Значение изгибающего момента относительно центра тяжести растянутой арматуры:

$$M_{Ed1} = N_{Ed} \cdot e_{s1} = 1946,34 \cdot 0,172 = 334,77 \text{ кНм.}$$

Относительное усилие, воспринимаемое бетоном сжатой зоны:

$$\alpha_c = \frac{N_{Ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot d} = \frac{1946,34 \cdot 10^3}{16,67 \cdot 400 \cdot 350} = 0,834.$$

Согласно таблице П.9 Приложения полученное значение α_c соответствует области деформирования 3 (случай внецентренного сжатия с малыми эксцентриситетами). Случай расчета колонны для области деформирования 4 рассмотрен в примере 4.2.

Минимальная величина сечения продольной арматуры S_1 и S_2 должна составлять согласно [4, п. 11.2.1.2] не менее:

$$A_{s1} = A_{s2} \geq 0,01 \cdot \rho_{\min} \cdot b \cdot d,$$

где ρ_{\min} – минимальный процент армирования:

$$\rho_N = \frac{5N_{Ed}}{f_{yd} \cdot b \cdot d} = \frac{5 \cdot 1946,34 \cdot 10^3}{435 \cdot 400 \cdot 350} = 0,16 \%;$$

$$\rho_\lambda = \frac{27 + \lambda_a}{440} = \frac{27 + 28,93}{440} = 0,127 \%.$$

Принимаем ρ_N не менее 0,10 и не более 0,25.

Принимаем минимальный процент армирования:

$$\rho_{\min} = \max \left\{ \rho_N = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,16 \% \\ 0,127 \% \end{array} \right. \right. = 0,16 \%.$$

Минимальная площадь сечения арматуры:

$$A_{s1} = A_{s2} \geq 0,01 \cdot \rho_{\min} \cdot b \cdot d = 0,01 \cdot 0,16 \cdot 400 \cdot 350 = 223,7 \text{ мм}^2.$$

Продольное армирование колонны у растянутой и сжатой граней сечения принимаем одинаковым. В соответствии с разделом 4.1 должно быть не менее 2Ø16 класса S500 ($A_{s1} = A_{s2} = 402 \text{ мм}^2$).

С учетом конструкции стыка продольной арматуры (на ванной сварке) окончательно принимаем 2Ø20 класса S500 ($A_{s1} = A_{s2} = 628 \text{ мм}^2$).

Относительная высота сжатой зоны сечения находится из условия равновесия всех усилий в сечении, которое можно записать в виде:

$$\alpha_n + \alpha_{s1} \left(\frac{1}{\xi} - 1 \right) - \alpha_{s2} = \frac{17}{21} \xi,$$

где α_n – относительная продольная сила в сжатом бетоне:

$$\alpha_n = \frac{N_{Ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot d} = \frac{1946,34 \cdot 10^3}{16,67 \cdot 400 \cdot 350} = 0,834,$$

α_{s1} – относительная продольная сила в менее сжатой (растянутой) арматуре:

$$\alpha_{s1} = \frac{E_s \cdot \varepsilon_{cu2} \cdot A_{s1}}{f_{cd} \cdot b \cdot d} = \frac{200 \cdot 10^3 \cdot 0,0035 \cdot 628}{16,67 \cdot 400 \cdot 350} = 0,188,$$

α_{s2} – относительная продольная сила в сжатой арматуре:

$$\alpha_{s2} = \frac{f_{yd} \cdot A_{s2}}{f_{cd} \cdot b \cdot d} = \frac{435 \cdot 628}{16,67 \cdot 400 \cdot 350} = 0,117.$$

Значения промежуточных параметров:

$$p = -\frac{21(\alpha_n - \alpha_{s1} - \alpha_{s2})}{17} = -\frac{21(0,834 - 0,188 - 0,117)}{17} = -0,653;$$

$$q = -\frac{21 \cdot \alpha_{s1}}{17} = -\frac{21 \cdot 0,188}{17} = -0,232.$$

Относительная высота сжатой зоны сечения:

$$\xi = -\frac{p}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{p}{2}\right)^2 - q} = -\frac{-0,653}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{-0,653}{2}\right)^2 - (-0,232)} = 0,909.$$

По таблице П.12 Приложения определяем относительный момент сжатой зоны сечения:

$$\alpha_m = \frac{17}{21} \xi - \frac{33}{98} \xi^2 = \frac{17}{21} \cdot 0,909 - \frac{33}{98} \cdot 0,909^2 = 0,458.$$

Дополнительный параметр:

$$\delta = \frac{c_1}{d} = \frac{50}{350} = 0,143.$$

Напряжения в менее сжатой (растянутой) арматуре:

$$\begin{aligned} \sigma_s &= E_s \cdot \varepsilon_{s1} = \frac{E_s \cdot \varepsilon_{cu2} \cdot (1 - \xi)}{\xi} = \\ &= \frac{2 \cdot 10^5 \cdot 3,5 \cdot 10^{-3} \cdot (1 - 0,909)}{0,909} = 70,08 \text{ МПа.} \end{aligned}$$

Определяем значение равнодействующей внутренних усилий в сечении:

$$\begin{aligned} N_{Rd} &= \omega_c \cdot \xi \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d + f_{yd} \cdot A_{s2} - \sigma_s \cdot A_{s1} = \\ &= \frac{17}{21} \cdot 0,909 \cdot 16,67 \cdot 400 \cdot 350 + 435 \cdot 628 - 70,08 \cdot 628 = 1\,946\,510 \text{ Н.} \end{aligned}$$

Поскольку полученное значение N_{Rd} незначительно отличается от значения продольной силы N_{Ed} , дальнейшее уточнение значения относительной высоты сжатой зоны не производим.

Определяем значение изгибающего момента, воспринимаемого сечением, относительно центра тяжести растянутой арматуры

$$\begin{aligned} M_{Rd1} &= f_{cd} \cdot b \cdot d^2 \cdot \alpha_m + f_{yd} \cdot A_{s2} \cdot (d - c_1) = \\ &= 16,67 \cdot 400 \cdot 350^2 \cdot 0,458 + 435 \cdot 628 \cdot (350 - 50) = 456,06 \text{ кНм.} \end{aligned}$$

Поскольку выполняется условие $M_{Rd1} > M_{Ed}$, арматура подобрана правильно и сопротивление сечения колонны действию момента от внешних нагрузок обеспечено.

Конструирование поперечной арматуры колонны

Колонна армируется сварным пространственным каркасом. Диаметр продольных стержней по расчету принят равным 20 мм.

Диаметр стержней поперечной арматуры в каркасах должен быть не менее $0,25\varnothing = 0,25 \cdot 20 = 5$ мм и не менее 6 мм.

Шаг поперечных стержней согласно п. 11.4.5.6 [4] должен быть:

$$s \leq \min \begin{cases} 15 \cdot \varnothing = 15 \cdot 20 = 300 \text{ мм,} \\ 400 \text{ мм,} \end{cases}$$

где $\varnothing = 20$ мм – диаметр продольной рабочей арматуры.

Шаг поперечных стержней принимается кратным 50 мм и не больше поперечного размера колонны h .

Принимаем поперечную арматуру $\varnothing 6$ класса S500 с шагом $s = 300$ мм.

Размещение продольной арматуры в сечении колонны приведено на рис. 4.3.

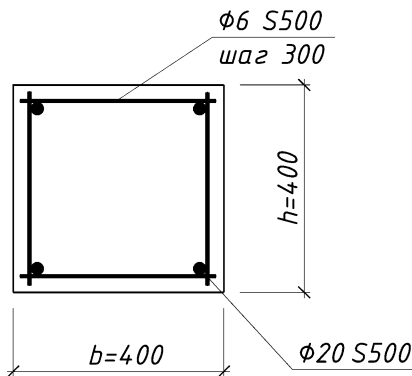


Рис. 4.3. Размещение продольной арматуры в поперечном сечении колонны

Расчет длины анкеровки продольной арматуры в фундаменте

Расчетная длина анкеровки стержней колонны в фундаменте рассчитывается по формуле [4, п. 11.2.7]:

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b, rqd} \geq l_{b, \min},$$

где $\alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 = 1$ – коэффициенты условий анкеровки [4, табл. 11.2];

Предельное напряжение сцепления по контакту арматуры с бетоном [4, п. 11.2.5]:

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} = 2,25 \cdot 0,7 \cdot 1 \cdot 1,2 = 1,89 \text{ МПа},$$

здесь $f_{ctd} = \frac{f_{ctk, 0,05}}{\gamma_c} = \frac{1,8}{1,5} = 1,2$ МПа – расчетное значение предела прочности бетона на растяжение (табл. П.8 Приложения).

Требуемая базовая длина анкеровки определяется при $\sigma_{sd} = f_{yd}$ [4, п. 11.2.6]:

$$l_{b, rqd} = \frac{\varnothing \cdot \sigma_{sd}}{4 \cdot f_{bd}} = \frac{\varnothing \cdot f_{yd}}{4 \cdot f_{bd}} = \frac{20 \cdot 435}{4 \cdot 1,89} = 1151 \text{ мм},$$

где $\varnothing = 20$ мм – диаметр стержня рабочей арматуры колонны;

$f_{yd} = 435$ мм – расчетное значение предела текучести рабочей арматуры колонны.

Минимальная длина анкеровки, принимаемая для сжатых стержней:

$$l_{b, \min} = \max \begin{cases} 0,6l_{b, rqd} = 0,6 \cdot 1151 = 690,6 \text{ мм}, \\ 10\varnothing = 10 \cdot 20 = 200 \text{ мм}, \\ 100 \text{ мм}. \end{cases}$$

Расчетная длина анкеровки рабочих стержней:

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b, rqd} = 1 \cdot 1151 = 1151 \text{ мм}.$$

Так как $l_{b, \min} \leq l_{bd}$, принимаем длину анкеровки продольной арматуры в соответствии с расчетом и назначаем глубину заделки колонны в фундамент $l_k = 1200$ мм.

Проверка колонны в стадии изготовления и транспортирования

Места расположения отверстий для выемки колонны определяются в проектной документации на колонны, поскольку схема работы колонн в этих стадиях отличаются от расчетной схемы в стадии эксплуатации. При этом колонна считается работающей на изгиб по схеме двухконсольной балки (при подъеме из формы и транспортировании).

Принимаем расстояние от верха консоли до торца колонны 1050 мм (согласно типовой проектной документации). Тогда общая длина колонны с учетом заделки в фундамент составит:

$$l_c = 1,05 + 4,35 + 1,2 = 6,6 \text{ м.}$$

Принимаем положение отверстий для выемки колонны на расстоянии l_2 от торцов колонны, равном 0,21 от ее длины:

$$l_2 = 0,21 \cdot l_c = 0,21 \cdot 6,6 \approx 1,4 \text{ м.}$$

Характеристическое значение погонной нагрузки от собственного веса крайней колонны:

$$g_k = b_c \cdot h_c \cdot \rho = 0,4 \cdot 0,4 \cdot 25 = 4 \text{ кН/м.}$$

Тогда расчетное значение от собственного веса одного погонного метра колонны составит:

– при подъеме из формы и монтаже:

$$g_{d1} = \gamma_G \cdot \gamma_{din} \cdot g_k = 1,15 \cdot 1,4 \cdot 4 = 6,44 \text{ кН/м.}$$

– при транспортировании:

$$g_{d2} = \gamma_G \cdot \gamma_{din} \cdot g_c = 1,15 \cdot 1,6 \cdot 4 = 7,36 \text{ кН/м.}$$

Расчетный изгибающий момент в месте расположения отверстий для выемки колонны при подъеме из формы и монтаже составит:

$$M_{d1} = 0,5 \cdot g_{d1} \cdot l_2^2 = 0,5 \cdot 6,44 \cdot 1,4^2 = 6,31 \text{ кНм.}$$

Расчетный изгибающий момент в месте расположения прокладок при транспортировании:

$$M_{d2} = 0,5 \cdot g_{d2} \cdot l_2^2 = 0,5 \cdot 7,36 \cdot 1,4^2 = 7,21 \text{ кНм.}$$

Таким образом, максимальный изгибающий момент в колонне от ее собственного веса в переходных ситуациях составил 7,21 кНм.

Необходимое количество арматуры для восприятия этого момента допускается определять приближенно по формуле:

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot (b_c - 2 \cdot c)} = \frac{7,21 \cdot 10^6}{435 \cdot (400 - 2 \cdot 50)} = 55 \text{ мм}^2.$$

Полученный результат оказался меньше, чем при определении требуемой площади арматуры для стадии эксплуатации.

Таким образом, несущая способность колонны в стадии изготовления и транспортирования обеспечена.

Расчет консоли колонны

В соответствии с номенклатурой типовых колонн консоль принята прямоугольной размером $h_k \times l_k = 150 \times 150$ мм. Ее арматура представляет собой две или три двутавровые балки составного сечения, поясами которых являются стержни, а стенки выполнены из листовой стали.

Из-за большого насыщения металлом консоль рассчитывается не как железобетонная, а как металлическая. Металлическая консоль – это консольная балка, работающая на изгиб. Ее расчет заключается в определении сечения поясов и стенок.

Так как стенки не сквозные и у граней колонн обрываются, в работе сечения они работать не будут, и изгибающий момент в сечении будет восприниматься только продольными стержнями – полками.

Расчетная поперечная сила в рассматриваемом сечении, вызванная действием нагрузок:

$$\begin{aligned} V_{Ed} &= (G_{d, \text{пер}} + Q_{d, \text{пер}}) \cdot 0,5 = \\ &= (245,56 + 290,09) \cdot 0,5 = 267,83 \text{ кН.} \end{aligned}$$

Расстояние от точки приложения силы V_{Ed} до опорного сечения консоли:

$$a_v = \frac{l_k - a}{2} + a = \frac{150 - 20}{2} + 20 = 85 \text{ мм,}$$

где $a = 20$ мм – зазор между торцом ригеля и колонной.

Момент, возникающий на консоли:

$$M_{Ed} = 1,25 \cdot V_{Ed} \cdot a_v = 1,25 \cdot 267,83 \cdot 0,085 = 28,46 \text{ кНм.}$$

Предварительно условно принимаем пояса балок из стержней $\varnothing 28$ класса S500.

Плечо внутренней пары сил составит:

$$z = h_k - c_2 - \delta_{\text{пл}} - \varnothing = 150 - 30 - 20 - 28 \approx 72 \text{ мм,}$$

где $c_2 = 30$ мм – защитный слой бетона;

$\delta_{\text{пл}} = 20$ – толщина закладной пластины консоли.

Требуемая площадь поясов:

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \cdot z} = \frac{28,46 \cdot 10^6}{435 \cdot 72} = 908,6 \text{ мм}^2.$$

Окончательно принимаем пояса балок в виде $2\varnothing 25$ класса S500 ($A_s = 982 \text{ мм}^2$). Толщину листа для стенки принимаем конструктивно равной 6 мм. Между собой каркас-балки соединяют поверху закладными пластинами консоли, понизу – коротышами (рис. 4.4).

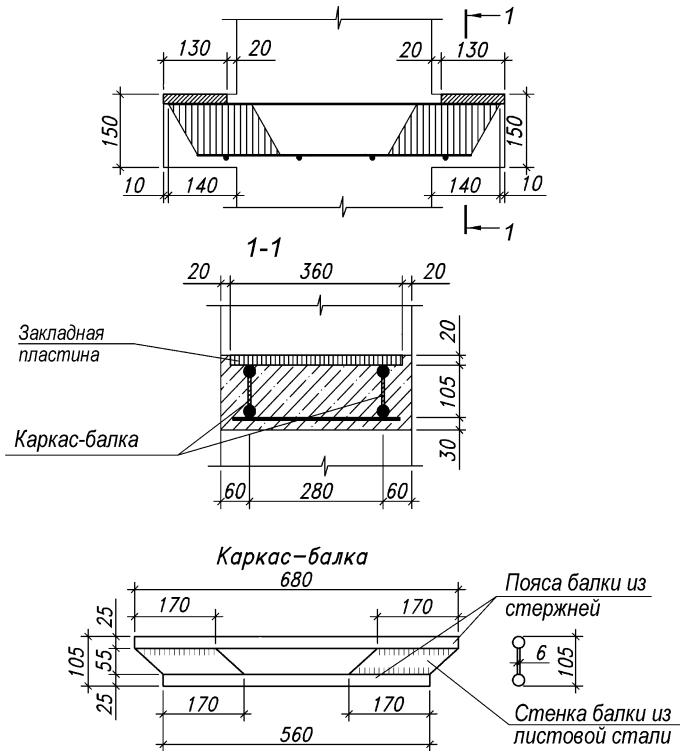


Рис. 4.4. Конструкция консоли

Расчет стыка колонны

Наиболее целесообразным является стык с ванной сваркой продольных стержней. Для осуществления этого стыка в торцах стыкуемых звеньев колонны в местах расположения продольных стержней устраивают подрезки.

Размеры сечения подрезок назначаются в зависимости от диаметра продольной рабочей арматуры и из условия размещения медных форм. Предварительно принимаем размер сечения подрезок $b_{\text{подр}} \times h_{\text{подр}} = 100 \times 100$ мм.

Продольные стержни выступают в виде выпусков, свариваемых в медных съемных формах. После сварки стык замоноличивают под давлением.

Расчетное продольное усилие от действия полной нагрузки в зоне стыка определяем вычитая из полной нагрузки на колонну первого этажа нагрузки от перекрытия над первым этажом и собственного веса колонны первого этажа:

$$N_{Ed} = N_{Ed} - G_{\text{пер}} - Q_{\text{пер}} - G_{\text{колонны}} = 1946,34 - 245,56 - 290,09 - 21,6 = 1389,09 \text{ кН.}$$

Сопротивление стыка проверяется по следующему условию:

$$N_{Ed} \leq A_{c1} \cdot f_{cd} + A_{s, \text{tot}} \cdot f_{yd},$$

где $A_{s, \text{tot}} = 1256 \text{ мм}^2$ – суммарная площадь продольных стержней колонны;

A_{c1} – площадь бетонного сечения за вычетом площади подрезок

$$A_{c1} = b_{\text{col}} \cdot h_{\text{col}} - 4 \cdot b_{\text{подр}} \cdot h_{\text{подр}} = 400 \cdot 400 - 4 \cdot 100 \cdot 100 = 120\,000 \text{ мм}^2.$$

Тогда получим:

$$1389,09 \text{ кН} < 120\,000 \cdot 16,67 + 1256 \cdot 435 = 2\,546\,760 \text{ Н} = 2546,7 \text{ кН.}$$

Условие соблюдается, следовательно, сопротивление стыка обеспечено.

По конструктивным соображениям в зоне стыка колонн устанавливаем по 3 сетки косвенного армирования с шагом по вертикали $s = 80 \text{ мм}$. Арматуру сеток принимаем $\varnothing 5$ класса S500.

Размер ячейки принимаем $50 \times 50 \text{ мм}$. Защитный слой у торца крайних стержней сетки с учетом того, что на значительной длине они находятся за бетоном замоноличивания, принят $c_{\text{ном}} = 10 \text{ мм}$. При таком защитном слое расчетная длина длинных и коротких стержней сеток составит соответственно:

$$l_{\text{дл}} = 400 - 2 \times 10 = 380 \text{ мм,}$$

$$l_{\text{кор}} = 400 - 2 \times 100 - 2 \times 10 = 180 \text{ мм.}$$

Между торцами колонн расположена армоцементная центрирующая прокладка размером $100 \times 100 \times 20$ мм. В шве между торцами колонн установлен хомут из арматуры $\varnothing 8$ класса S500 (рис. 4.5).

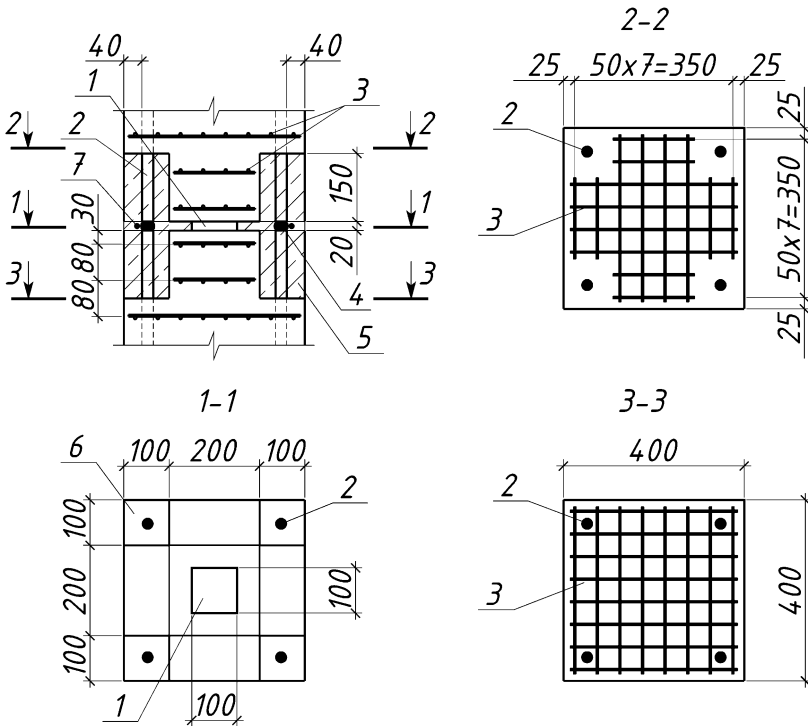


Рис. 4.5. К расчету стыка колонн:

- 1 – центрирующая прокладка; 2 – выпуски арматуры;
- 3 – сетки косвенного армирования; 4 – ванная сварка;
- 5 – бетон замоноличивания; 6 – подрезка; 7 – хомут

Пример 4.2. Запроектировать колонну первого этажа при следующих данных: сечение колонны $b \times h = 400 \times 400$ мм, $c = 50$ мм, $c_1 = 50$ мм; высота этажа $H_{\text{эт}} = 5,8$ м; бетон класса $C^{25}/_{30}$ ($f_{ck} = 25$ МПа, $f_{cm} = 33$ МПа, $\gamma_c = 1,5$, $f_{cd} = 25/1,5 = 16,67$ МПа), класс бетонной смеси по консистенции S2. Рабочая арматура класса S500 ($f_{yk} = 500$ МПа, $f_{yd} = 435$ МПа) симметрично расположена в сечении; высота сечения ригеля $h_{\text{риг}} = 450$ мм; обрез фундамента на отм. $-0,15$ м. В расчетном

сечении колонны действуют: сосредоточенная сила от перекрытия $Q_{d, \text{пер}} = 481,59$ кН, полное усилие $N_{Ed} = 2508,09$ кН и усилие от практически постоянного сочетания нагрузок $N_{Ed, lt} = 1984,06$ кН.

Определение усилий в колонне

Согласно СП 5.03.01-2010 [4, п. 5.6.2.6] для расчета колонн следует применять изгибающие моменты, полученные из упруго-линейного расчета рам без перераспределения.

Неполный каркас здания при опирании ригелей на несущие наружные стены без заземления приближенно рассчитывают только на вертикальные нагрузки. При этом принято, что горизонтальные нагрузки и нагрузки от геометрических несовершенств передаются на систему несущих каменных стен.

Изгибающий момент в колонне определяется при условии отсутствия полезной нагрузки в пределах грузовой площади одного из ригелей второго этажа, опирающегося на колонну.

Значение функциональной нагрузки, передаваемой одним из ригелей на колонну, определяем по формуле:

$$Q_1 = 0,5 \cdot Q_{\text{пер}} = 0,5 \cdot 481,59 = 240,8 \text{ кН.}$$

Расстояние от точки приложения нагрузки от ригеля до центра тяжести колонны:

$$c = 0,5h + l_k - \frac{l_{\text{sup}}}{3} = 0,5 \cdot 400 + 150 - \frac{130}{3} = 307 \text{ мм,}$$

где l_k – вылет консоли колонны,

l_{sup} – длина площадки опирания ригеля на консоль колонны.

Изгибающий момент от функциональной нагрузки, передаваемый на колонну, будет равен:

$$M_Q = Q_1 \cdot c = 240,8 \cdot 0,307 = 73,92 \text{ кНм.}$$

Изгибающий момент в сечении верха колонны первого этажа определяется по формуле:

$$M_{Ed, 2} = 0,6 \cdot M_Q = 0,6 \cdot 73,92 = 44,35 \text{ кНм.}$$

Изгибающий момент в сечении низа колонны первого этажа определяется по формуле:

$$M_{Ed,1} = -0,5M_{Ed,2} = -0,5 \cdot 44,35 = -22,18 \text{ кНм.}$$

Эксцентриситет приложения продольной силы в уровне верха колонны первого этажа полученный из статического расчета составляет:

$$e_{0,c} = \frac{M_{Ed,2}}{N_{Ed}} = \frac{44,35}{2508,09} = 17,7 \cdot 10^{-3} \text{ м} = 17,7 \text{ мм.}$$

Полезная высота сечения колонны составляет:

$$d = h - c = 400 - 50 = 350 \text{ мм.}$$

Проверка необходимости учета продольного изгиба

Расстояние от верхнего обреза фундамента до верха консоли колонны:

$$l = H_{эт} + 0,15 - h_{риг} + 0,15 = 5,8 + 0,15 - 0,45 + 0,15 = 5,65 \text{ м.}$$

Для нижнего конца колонны принимаем $k_{1c} = 0,1$.

К верхнему узлу колонны первого этажа примыкают шарнирно два ригеля $k_{2c} = \infty$.

Расчетная длина колонны первого этажа:

$$\begin{aligned} l_0 &= 0,5l \cdot \sqrt{\left(1 + \frac{k_{1c}}{0,45 + k_{1c}}\right) \cdot \left(1 + \frac{k_{2c}}{0,45 + k_{2c}}\right)} = \\ &= 0,5 \cdot 5,65 \cdot \sqrt{\left(1 + \frac{0,1}{0,45 + 0,1}\right) \cdot (1 + 1)} = 4,338 \text{ м.} \end{aligned}$$

Фактическая гибкость колонны:

$$\lambda_a = \frac{l_0 \cdot \sqrt{12}}{h} = \frac{4,338 \cdot \sqrt{12}}{0,4} = 37,57.$$

Принимаем $a_N = 0,7$; $b_N = 1,1$.

$$r_m = \frac{M_{Ed,1}}{M_{Ed,2}} = \frac{e_{01}}{e_{02}} = \frac{-22,18}{44,35} \approx -0,5;$$

$$c_N = 1,7 - r_m = 1,7 - (-0,5) = 2,2.$$

Относительное продольное усилие:

$$\bar{n} = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{2508,09 \cdot 10^{-3}}{0,4 \cdot 0,4 \cdot 16,67} = 0,94.$$

Предельная гибкость колонны:

$$\lambda_{lim,a} = \frac{20a_N \cdot b_N \cdot c_N}{\sqrt{\bar{n}}} = \frac{20 \cdot 0,7 \cdot 1,1 \cdot 2,2}{\sqrt{0,94}} = 34,94.$$

Поскольку $\lambda_a > \lambda_{lim,a}$, требуется учет влияния продольного изгиба.

Учет влияния продольного изгиба

В соответствии с п. 8.1.6.3 [4] расчет эффектов второго порядка (продольного изгиба) при осевой нагрузке выполняется с использованием метода, основанного на номинальной жесткости.

Номинальная жесткость колонны определяется по формуле:

$$B_{nom} = k_c \cdot E_{cd} \cdot I_c + k_s \cdot E_s \cdot I_s,$$

где E_{cd} – расчетное значение модуля упругости бетона:

$$E_{cd} = \frac{E_{cm}}{1,2} = \frac{0,9 \cdot 35}{1,2} = 26,25 \text{ МПа},$$

где I_c – момент инерции поперечного сечения бетона, определяется без учета арматуры:

$$I_c = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{0,4 \cdot 0,4^3}{12} = 0,00213 \text{ м}^4,$$

где $E_s = 2,0 \cdot 10^5$ МПа – модуль упругости арматуры;

I_s – момент инерции арматуры относительно центра тяжести сечения, может определяться с помощью ρ_{\min} .

$$\begin{aligned} I_s &= A_{s, \text{tot}} (0,5h - c)^2 = 2 \cdot 628 \cdot 10^{-6} \cdot (0,5 \cdot 0,4 - 0,05)^2 = \\ &= 28,26 \cdot 10^{-6} \text{ м}^4. \end{aligned}$$

Радиус инерции сечения колонны:

$$i = \sqrt{\frac{I_c}{A_c}} = \sqrt{\frac{0,00213}{0,4 \cdot 0,4}} = 0,115 \text{ м.}$$

Гибкость колонны определяется по формуле:

$$\lambda_a = \frac{l_0}{i} = \frac{4,338}{0,115} = 37,72.$$

Минимальная величина сечения продольной арматуры S_1 и S_2 должна составлять согласно [4, п. 11.2.1.2] не менее:

$$A_{s1} = A_{s2} \geq 0,01 \cdot \rho_{\min} \cdot b \cdot d,$$

где ρ_{\min} – минимальный процент армирования:

$$\rho_N = \frac{5N_{Ed}}{f_{yd} \cdot b \cdot d} = \frac{5 \cdot 2508,09 \cdot 10^3}{435 \cdot 400 \cdot 350} = 0,206 \%;$$

$$\rho_\lambda = \frac{27 + \lambda_a}{440} = \frac{27 + 37,57}{440} = 0,147 \%,$$

принимаяем ρ_N не менее 0,10 и не более 0,25.

Принимаем минимальный процент армирования:

$$\rho_{\min} = \max \begin{cases} \rho_N \\ \rho_\lambda \end{cases} = \max \begin{cases} 0,206 \% \\ 0,147 \% \end{cases} = 0,206 \%.$$

$$A_{s1} = A_{s2} \geq 0,01 \cdot \rho_{\min} \cdot b \cdot d = 0,01 \cdot 0,206 \cdot 400 \cdot 350 = 288,4 \text{ мм}^2,$$

Продольное армирование колонны у растянутой и сжатой граней сечения принимается одинаковым и, в соответствии с разделом 4.1, должно быть не менее 2Ø16 класса S500 ($A_{s1} = A_{s2} = 402 \text{ мм}^2$).

С учетом конструкции стыка колонн (на ванной сварке) принимаем армирование в виде 2Ø20 класса S500 ($A_{s1} = A_{s2} = 628 \text{ мм}^2$).

Коэффициент армирования колонны:

$$\rho = \frac{A_{s, \text{tot}}}{b \cdot h} = \frac{2 \cdot 628}{400 \cdot 400} = 0,0079.$$

Относительное продольное усилие:

$$\bar{n} = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = 0,94;$$

$$k_s = 1;$$

$$k_{1a} = \sqrt{\frac{f_{ck}}{20}} = \sqrt{\frac{25}{20}} = 1,118;$$

$$k_{2a} = \bar{n} \cdot \frac{\lambda}{170} = 0,94 \cdot \frac{37,72}{170} = 0,209 > 0,20, \text{ принимаем } k_{2a} = 0,20;$$

$$k_c = \frac{k_{1a} \cdot k_{2a}}{(1 + \varphi_{ef})};$$

где φ_{ef} – эффективный коэффициент ползучести, определяется в соответствии с [4, п. 8.1.6.5].

$$\varphi_{ef} = \frac{\varphi(\infty, t_0) \cdot M_{0Eqr}}{M_{0Ed}} = \varphi(\infty, t_0) \cdot \frac{N_{Ed, lt}}{N_{Ed}};$$

Предельное значение коэффициента ползучести $\varphi(\infty, t_0)$ для неармированного бетона допускается определять в соответствии с требованиями [4, п. 6.1.4.3] при $t = 50$ лет.

Условный приведенный размер элемента, мм:

$$h_0 = \frac{2A_c}{u},$$

где A_c – общая площадь поперечного сечения бетона;
 u – периметр сечения, контактирующий с атмосферой.

$$h_0 = \frac{2 \cdot 400 \cdot 400}{4 \cdot 400} = 200 \text{ мм.}$$

Корректирующий коэффициент для бетона класса $C^{25}/_{30}$ при относительной влажности воздуха $RH = 70\%$ и условном приведенном размере $h_0 = 200$ мм определяем по таблице П.11 Приложения ([4, таблица 6.5]) по линейной интерполяции между его значениями при $RH = 50\%$ и $RH = 80\%$:

$$a_{cs} = 0,717.$$

Принимаем возраст бетона в момент нагружения $t_0 = 91$ сут.

При нормально твердеющем цементе (N) и относительной влажности воздуха $RH = 70\%$ для бетона класса $C^{25}/_{30}$ получаем предельные значения коэффициента ползучести $\varphi(50, t_0) = 1,433$ (по интерполяции):

$$\varphi(50, t_0) = 1,433 \left(\frac{35}{f_{ck}} \right)^{a_{cs}} = 1,433 \cdot \left(\frac{35}{25} \right)^{0,717} = 1,824.$$

В запас расчета принимаем $\varphi(50, t_0) = 1,824$.

Эффективный коэффициент ползучести:

$$\varphi_{ef} = \varphi(\infty, t_0) \cdot \frac{N_{Ed,lt}}{N_{Ed}} = 1,824 \cdot \frac{1984,06}{2508,09} = 1,443;$$

$$k_c = \frac{k_{1a} \cdot k_{2a}}{1 + \varphi_{ef}} = \frac{1,118 \cdot 0,2}{1 + 1,443} = 0,092.$$

Номинальная жесткость колонны:

$$B_{nom} = k_c \cdot E_{cd} \cdot I_c + k_s \cdot E_s \cdot I_s = 0,092 \cdot 26,25 \cdot 10^9 \cdot 0,00213 + 1 \cdot 200 \cdot 10^9 \cdot 28,26 \cdot 10^{-6} = 10,77 \cdot 10^6 \text{ Нм}^2.$$

Критическая сила определяется по формуле [4, п. 8.1.6.2]:

$$N_{crit} = \frac{\pi^2 B_{nom}}{l_0^2} = \frac{\pi^2 \cdot 10,77 \cdot 10^6}{4,338^2} = 5648,4 \cdot 10^3 \text{ Н.}$$

Общий расчетный момент, с учетом эффектов первого и второго порядков, может быть рассчитан по формуле:

$$M_{Ed} = \frac{M_{0Ed}}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{crit}}} = \frac{N_{Ed} \cdot e_{0,c}}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{crit}}} = \frac{2508,09 \cdot 17,7 \cdot 10^{-3}}{1 - \frac{2508,09}{5648,4}} = 79,85 \text{ кНм.}$$

Подбор сечения продольной арматуры

Эксцентриситет приложения продольной силы, определенный с учетом эффектов второго порядка:

$$e_{0,d} = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} = \frac{79,85}{2508,09} = 0,032 \text{ м.}$$

Дополнительный эксцентриситет от геометрических несовершенств [4, п. 5.4.8]:

$$e_i = \frac{l_0}{400} = \frac{4338}{400} = 11 \text{ мм.}$$

Тогда эксцентриситет продольного усилия, учитывающий эффекты первого порядка, равен:

$$e_{0,Ed} = 32 + 11 = 43 \text{ мм.}$$

Согласно СП 5.03.01-2020 [4, п. 8.1.1.5] для поперечных сечений, находящихся под действием сжимающей силы, необходимо применять минимальный эксцентриситет $e_0 = h/30$, но не менее 20 мм, при этом h является высотой сечения.

Тогда принимаемый для расчета поперечных сечений эксцентриситет следует определять:

$$e_0 = \max \begin{cases} e_{0, Ed} = 43 \text{ мм}, \\ \frac{h}{30} = \frac{400}{30} = 13,3 \text{ мм}, \\ 20 \text{ мм}. \end{cases}$$

Принимаем для расчета сечения $e_0 = 43$ мм.

Эксцентриситет продольной силы относительно центра тяжести растянутой арматуры:

$$e_{s1} = e_0 + 0,5h - c = 43 + 0,5 \cdot 400 - 50 = 193 \text{ мм}.$$

Значение изгибающего момента относительно центра тяжести растянутой арматуры:

$$M_{Ed1} = N_{Ed} \cdot e_{s1} = 2508,09 \cdot 0,193 = 484,06 \text{ кНм}.$$

Относительное усилие, воспринимаемое бетоном сжатой зоны:

$$\alpha_c = \frac{N_{Ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot d} = \frac{2508,09 \cdot 10^3}{16,67 \cdot 400 \cdot 350} = 1,075.$$

Согласно таблице П.10 Приложения полученное значение α_c соответствует области деформирования 4 (случай внецентренного сжатия с малыми эксцентриситетами). Случай соответствия области деформирования 3 рассмотрен в примере 4.1.

Значение относительной высоты сжатой зоны:

$$\xi = \beta_h = \frac{h}{d} = \frac{400}{350} = 1,143.$$

Площадь продольной арматуры у более сжатой грани:

$$A_{s2} = \frac{M_{Ed1} - \beta_h \cdot \left(\frac{17}{21} - \frac{33}{98} \cdot \beta_h \right) \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2}{k_{s2} \cdot f_{yd} \cdot (d - c_1)} =$$

$$= \frac{484,06 \cdot 10^6 - 1,143 \cdot \left(\frac{17}{21} - \frac{33}{98} \cdot 1,143 \right) \cdot 16,67 \cdot 400 \cdot 350^2}{1 \cdot 435 \cdot (350 - 50)} = 671 \text{ мм}^2$$

где $k_{s2} = 1$;

$c_1 = c = 50 \text{ мм}$.

Минимальная величина сечения продольной арматуры S1 и S2 должна составлять согласно [4, п. 11.2.1.2] не менее:

$$A_{s1} = A_{s2} \geq 0,01 \cdot \rho_{\min} \cdot b \cdot d = 0,01 \cdot 0,206 \cdot 400 \cdot 350 = 288,4 \text{ мм}^2.$$

Окончательно принимаем $2\varnothing 25$ класса S500 ($A_{s1} = A_{s2} = 982 \text{ мм}^2$).

Задаваясь значениями $\xi \approx \beta_h$, находим величину ξ , при которой выполняется условие равновесия:

$$\beta_h \left(1 - p_4 \cdot \frac{4}{21} \right) \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d + A_{s1} \cdot k_{s1} \cdot f_{yd} + A_{s2} \cdot k_{s2} \cdot f_{yd} - N_{Ed} = 0.$$

Принимаем $\xi = 1,107$.

$$p_4 = \left(\frac{4 \cdot \beta_h}{7 \cdot \xi - 3 \cdot \beta_h} \right)^2 = \left(\frac{4 \cdot 1,143}{7 \cdot 1,07 - 3 \cdot 1,143} \right)^2 = 1,267;$$

$$k_{s1} = \frac{14(\xi - 1)}{7 \cdot \xi - 3 \cdot \beta_h} \cdot \frac{E_s}{f_{yd}} = \frac{14(1,07 - 1)}{7 \cdot 1,07 - 3 \cdot 1,143} \cdot \frac{200}{435} = 0,111;$$

$$k_{s2} = \frac{14 \left(\xi - \frac{c_1}{d} \right)}{7 \cdot \xi - 3 \cdot \beta_h} \cdot \frac{E_s}{f_{yd}} = \frac{14 \left(1,07 - \frac{50}{350} \right)}{7 \cdot 1,07 - 3 \cdot 1,143} \cdot \frac{200}{435} = 1,402 > 1.$$

Принимаем $k_{s2} = 1$.

Проверяем условие равновесия:

$$1,143 \left(1 - 1,267 \cdot \frac{4}{21} \right) \cdot 16,67 \cdot 400 \cdot 350 + 982 \cdot 0,111 \cdot 435 + \\ + 982 \cdot 1 \cdot 435 - 2508,09 \cdot 10^3 = -10412 \text{ Н.}$$

Принимаем $\xi = 1,08$.

$$p_4 = \left(\frac{4 \cdot \beta_h}{7 \cdot \xi - 3 \cdot \beta_h} \right)^2 = \left(\frac{4 \cdot 1,143}{7 \cdot 1,08 - 3 \cdot 1,143} \right)^2 = 1,2249;$$

$$k_{s1} = \frac{14(\xi - 1)}{7 \cdot \xi - 3 \cdot \beta_h} \cdot \frac{E_s}{f_{yd}} = \frac{14(1,08 - 1)}{7 \cdot 1,08 - 3 \cdot 1,143} \cdot \frac{200}{435} = 0,1247;$$

Принимаем $k_{s2} = 1$.

Проверяем условие равновесия:

$$1,143 \left(1 - 1,2249 \cdot \frac{4}{21} \right) \cdot 16,67 \cdot 400 \cdot 350 + 982 \cdot 0,1247 \cdot 435 + \\ + 982 \cdot 1 \cdot 435 - 2508,09 \cdot 10^3 = 17076 \text{ Н.}$$

Принимаем $\xi = 1,074$.

$$p_4 = \left(\frac{4 \cdot \beta_h}{7 \cdot \xi - 3 \cdot \beta_h} \right)^2 = \left(\frac{4 \cdot 1,143}{7 \cdot 1,074 - 3 \cdot 1,143} \right)^2 = 1,2502;$$

$$k_{s1} = \frac{14(\xi - 1)}{7 \cdot \xi - 3 \cdot \beta_h} \cdot \frac{E_s}{f_{yd}} = \frac{14(1,074 - 1)}{7 \cdot 1,074 - 3 \cdot 1,143} \cdot \frac{200}{435} = 0,1165;$$

Принимаем $k_{s2} = 1$.

Проверяем условие равновесия:

$$1,143 \left(1 - 1,2502 \cdot \frac{4}{21} \right) \cdot 16,67 \cdot 400 \cdot 350 + 982 \cdot 0,1165 \cdot 435 + \\ + 982 \cdot 1 \cdot 435 - 2508,09 \cdot 10^3 = 740,7 \text{ Н} \approx 0.$$

Далее проверяем условие обеспечения несущей способности:

$$M_{Ed1} \leq M_{Rd1} = \\ = \beta_h \left[1 - \frac{\beta_h}{2} - p_4 \left(\frac{4}{21} - \beta_h \frac{8}{49} \right) \right] \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 + A_{s2} \cdot k_{s2} \cdot f_{yd} \cdot (d - c_1) = \\ = 1,143 \left[1 - \frac{1,143}{2} - 1,2502 \cdot \left(\frac{4}{21} - 1,143 \cdot \frac{8}{49} \right) \right] \cdot 16,67 \cdot 400 \cdot 350^2 + \\ + 982 \cdot 1 \cdot 435 \cdot (350 - 50) = 523,63 \text{ кНм}.$$

Так как $M_{Ed1} = 484,06 \text{ кНм} < M_{Rd1} = 523,63 \text{ кНм}$, арматура подобрана верно и несущая способность колонны обеспечена.

Расчет длины анкеровки продольной арматуры, поперечной арматуры, консоли и стыка колонн, а также проверка колонны в стадии изготовления и транспортирования выполняются аналогично примеру 4.1.

5. РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО ФУНДАМЕНТА

5.1. Конструктивные особенности фундаментов стаканного типа

Фундаменты воспринимают нагрузки от колонн и передают их на грунты основания. Проектируют их обычно столбчатыми под каждую колонну и лишь при слабых или резко неоднородных грунтах применяют ленточные.

Отдельные фундаменты под сборные колонны состоят из ступенчатой плитной части и подколонника со стаканом (рис. 5.1) либо только из плитной части, в которой и располагается стакан.

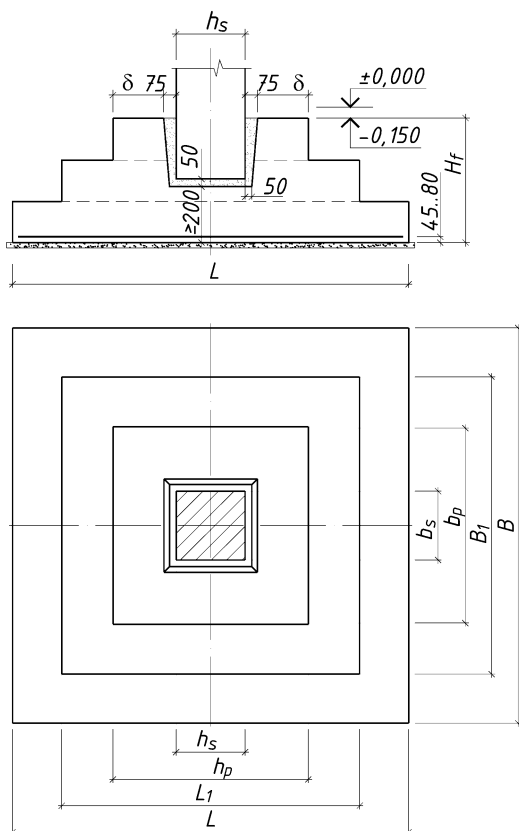


Рис. 5.1. Схема фундамента под колонну

Плитную часть рекомендуется конструировать ступенчатой. Централно нагруженный фундамент проектируют квадратным в плане.

В фундаменте различают верхнюю поверхность (обрез) и подошву – нижнюю поверхность, которая передает нагрузку на грунтовое основание с меньшим удельным давлением. Расстояние между обрезом и подошвой составляет его высоту H_f .

Верх фундаментов под сборные колонны многоэтажных зданий рекомендуется принимать на отметке $-0,150$ м.

Глубина заложения фундаментов должна приниматься с учетом назначения и конструктивных особенностей проектируемого сооружения и глубины сезонного промерзания грунтов.

Основные размеры фундамента проверяются расчетом, а его полная высота H_f , кроме того, зависит от глубины заложения подошвы, требуемой глубины стакана для надежной заделки колонны и анкеровки ее продольной арматуры. Количество ступеней фундамента принимают в зависимости от высоты плитной части: при $h_{pl} < 450$ мм – одна ступень; при $450 \leq h_{pl} < 900$ мм – две ступени; при $h_{pl} > 900$ мм – три ступени; высота ступеней кратна 150 мм.

Размеры в плане подошвы и ступеней принимают кратными 300 мм. Полную высоту фундамента и размеры в плане подколоники принимают кратными 100 мм.

Минимальная глубина заделки сборных центрально нагруженных колонн принимается $h_{bd} = \max\{h_s, l_{bd}\}$.

Глубина стакана l_k должна быть на 50 мм больше требуемой глубины заделки колонны, а толщина дна стакана – не менее 200 мм, тогда минимальная конструктивная высота фундамента под сборную колонну – $H_{f,\min} = l_k + 200$ мм. Стенки стакана можно не армировать, если их толщина поверху $\delta > 200$ мм и $\delta > 0,75h_s$.

Размеры подошвы фундамента назначают, рассчитывая основание по деформациям. Расчет выполняют на действие усилия N_{Ed} , определенного с учетом частных коэффициентов по нагрузке для расчета оснований [1, табл. А.1.2(С)].

Максимальное давление на грунт под подошвой центрально нагруженного фундамента не должно превышать величины его сопротивления R_0 , указанного в задании по КП. Сопротивление R_0 зависит от вида и состояния грунта, его принимают по результатам инженерно-геологических изысканий площадки строительства и по указаниям норм. Давление на основание по подошве фундамента

в общем случае распределяется неравномерно в зависимости от жесткости фундамента, свойств грунта, интенсивности среднего давления. При расчете условно принимают, что давление распределено равномерно под подошвой фундамента.

Размеры сечения фундамента и его армирование определяют расчетом по усилию N_{Ed} , передаваемому колонной, значение которого определено при $\gamma_F > 1,0$.

Класс бетона для железобетонного фундамента для сборных колонн принимается в зависимости от класса экспозиции [4, п. 6.3.2)].

Фундаменты для сборных колонн устраивают на бетонной подготовке из бетона классом не ниже $C^{12}/_{15}$ по СТБ 1544 и толщиной не менее 100 мм.

Армирование плитной части фундамента осуществляется сварными или вязаными сетками из арматуры класса S500 диаметром стержней не менее 10 мм и не более 20 мм и шагом 100...200 мм. Минимальная толщина защитного слоя бетона в фундаменте при наличии бетонной подготовки – 45 мм, а при ее отсутствии – 80 мм.

Поперечное армирование подколонника принимается из арматуры классов S500. Шаг и диаметр стержней назначают с учетом конструктивных требований:

1. Расстояние между поперечной арматурой подколонника не должно быть больше $s_{cl, max}$.

2. Значение $s_{cl, max}$ равно меньшему из следующих расстояний:

– $15\varnothing$ или $20\varnothing$ в случае вязанного или сварного каркаса соответственно;

– наименьший размер сечения колонны;

– 400 мм.

5.2. Определение размеров подошвы фундамента

Определение размеров подошвы фундамента производится с использованием метода последовательных итераций (приближений). Первым шагом является определение площади подошвы фундамента по условному расчетному сопротивлению R_0 :

$$A_f = \frac{N_{Ek} + Q}{R_0 - q \cdot \alpha},$$

где N_{Ek} – расчетная вертикальная нагрузка на фундамент от надземных конструкций (без учета веса фундамента), определенная с учетом частных коэффициентов по нагрузке для расчета оснований [1, табл. А.1.2(С)], кН (кН/м);

Q – нагрузка от веса фундамента G_{ϕ} и грунта на его обрезах $G_{гр}$, кН (кН/м) (в рамках курсового проекта усредненный объемный вес бетона и грунта на его уступах может быть принят равным 20 кН/м^3); следовательно $Q = d_f \cdot 20 \text{ кН/м}^3$;

d_f – глубина заложения фундамента;

α – коэффициент затухания напряжения по глубине основания, принимаемый в диапазоне $0,11 \dots 0,5$ (принимаем большее – $0,5$);

q – усредненная расчетная нагрузка от пола, транспорта и складированных материалов, кН/м^2 . Если нагрузка q не оговаривается в техническом задании на проектирование, ее допускается принимать для производственных зданий равной 20 кН/м^2 , в остальных случаях – 10 кН/м^2 .

Центрально нагруженные фундаменты принимаем квадратными в плане. Размер стороны фундаментной плиты определяем:

$$L = B = \sqrt{A_f}.$$

Размеры подошвы фундамента округляем в бóльшую сторону и принимаем кратными 300 мм, после чего определяем фактическую площадь фундаментной плиты:

$$A_f = L \times B.$$

5.3. Определение высоты фундамента стаканного типа

Высота отдельно стоящего фундамента стаканного типа под колонну назначается из конструктивных условий, исходя из требований, обеспечивающих достаточную несущую способность заделки колонны в фундаменте, сопротивление плитной части фундамента продавливанию при монтаже, возможность выверки колонны при установке, а также из условий глубины заложения фундамента, диктуемых глубиной сезонного промерзания грунтов и конструктивным решением здания (отметка верха фундамента, наличие подвалов,

технологических приемков и т. д.). Минимальная глубина заложения фундамента составляет 0,7 м [5, п. 5.2].

Глубина заделки колонны в фундамент зависит от величины эксцентриситета продольной силы от расчетных нагрузок, определяемых без учета веса фундамента и веса грунта на его уступах. При $e_0 \leq h_s$ (h_s – большой размер сечения колонны) глубина заделки должна быть не менее h_s . Кроме того, глубина заделки колонны должна удовлетворять требованиям достаточной анкеровки рабочей арматуры колонны в стакане фундамента после ее замоноличивания.

Полная глубина стакана принимается равной глубине заделки колонны плюс 50 мм. Толщина дна стакана должна быть не менее 200 мм. Зазор поверху между колонной и внутренней поверхностью стакана не менее 75 мм, а понизу – не менее 50 мм. Толщина стенок армированного стакана принимается не менее 200 мм.

Первоначально назначенная высота плиты h_{pl} проверяется расчетом на продавливание по поверхности усеченной пирамиды с верхним основанием в виде нижнего сечения колонны и боковыми гранями, наклоненными к горизонту под углом с соотношением сторон 1:1,5 (угол наклона составляет приблизительно $33,7^\circ$). Если пирамида продавливания выходит за пределы плиты, то проверка сопротивления продавливанию не производится (продавливания не происходит).

Если же контуры плиты находятся за пределами пирамиды продавливания, то производится проверка прочности в соответствии с п. 6.4 [4]. При недостаточном сопротивлении продавливанию необходимо увеличить высоту плиты, а при большой высоте увеличить количество ступеней плиты.

5.4. Подбор рабочей арматуры подошвы фундамента

Под действием реактивного давления грунта p ступени фундамента работают на изгиб как консоли, защемленные в теле фундамента (рис. 5.2).

Изгибающие моменты определяют в сечениях по граням уступов:

$$M_i = p \cdot B \cdot \frac{l_i^2}{2},$$

где p – реактивное давление грунта под подошвой фундамента;

B – ширина фундамента;
 l_i – расстояние от края фундамента до расчетного сечения.

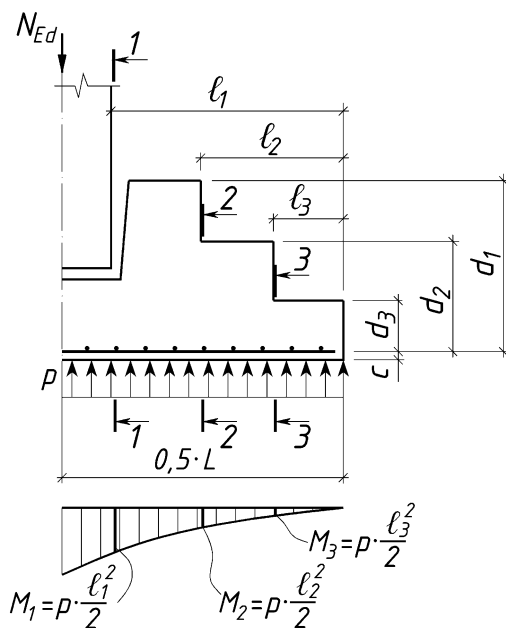


Рис. 5.2. Расчетная схема фундамента при расчете его плитной части

Площадь сечения арматуры подошвы определяют по формуле:

$$A_{si} = \frac{M_i}{0,9 \cdot d_i \cdot f_{yd}},$$

где d_i – полезная высота сечения.

Наибольшая из полученных площадей арматуры проверяется на соответствие условию [4, п. 11.2.1.2]:

$$\rho = \frac{A_{s, all}}{B \cdot d_i} > \rho_{min} = \max \begin{cases} 26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}}, \\ 0,0013 \end{cases}$$

где B – ширина плитной части фундамента,

$A_{s,all}$ – площадь всей арматуры плитной части в одном из направлений,

d_i – полезная высота фундамента в рассматриваемом сечении.

По большему из значений площади арматуры, полученных в расчетных сечениях, принимается диаметр и шаг стержней.

Диаметр рабочих стержней арматуры подошвы фундамента – 12...20 мм. Шаг стержней принимается не менее 100 мм и не более 200 мм. В обоих направлениях принимается одинаковое количество стержней с одинаковым шагом. Площадь принятых стержней в каждом направлении равна A_s .

5.5. Проверка сопротивления фундамента на продавливание

На продавливание проверяются фундаментная плита и ступени фундамента.

Согласно п. 8.4.3.7 [4] проверку предельных состояний несущей способности при продавливании фундаментов выполняют при условии, что толщина бетона фундаментной плиты является достаточной для восприятия бетоном перерезывающей силы, вызванной нагрузкой местного действия.

Согласно требованиям п. 8.4.3.14 [4] сопротивление продавливанию фундаментов колонн для контрольных периметров, расположенных в пределах $1,5d$ от края колонны, проверяют из условия:

$$V_{Ed, red} \leq V_{Rd, c} = C_{Rd, c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot \frac{1,5d}{a},$$

но не менее $v_{min} \cdot \frac{1,5d}{a}$,

где a – расстояние от края колонны до рассматриваемого контрольного периметра, но не менее $0,5d$;

$$C_{Rd, c} = \frac{0,24}{\gamma_c} \text{ согласно п. 8.4.3.8 [4];}$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} \text{ согласно формуле 8.81 [4];}$$

f_{ck} – характеристическое значение прочности бетона на сжатие;

$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2$ – коэффициент, учитывающий влияние масштабного фактора ([4, п. 8.4.3.8]);

d – рабочая высота сечения плиты, мм; определяют по формуле:

$$d = 0,5 \cdot (d_x + d_y),$$

где d_x, d_y – рабочая высота сечения плиты в направлениях x и y соответственно, определяемая в критическом сечении.

$\rho_l = \sqrt{\rho_{l,x} \cdot \rho_{l,y}} \leq 0,02$ – расчетный коэффициент армирования,

где $\rho_{l,x}, \rho_{l,y}$ – коэффициенты продольного армирования в направлениях x и y соответственно.

Погонная поперечная сила, вызванная нагрузкой местного действия:

$$V_{Ed,red} = \frac{V_{Ed} - \Delta V_{Ed}}{u \cdot d},$$

где V_{Ed} – приложенная расчетная поперечная сила;

ΔV_{Ed} – результирующее, направленное вверх усилие в пределах рассматриваемого контрольного периметра, т. е. направленное вверх давление грунта, за вычетом собственного веса фундамента;

$u = 2(b_s + h_s) + 2\pi a$ – длина основного контрольного периметра (рис. 5.3);

$A_{crit} = (b_s + 2a) \cdot h_s + (h_s + 2a) \cdot b_s - b_s \cdot h_s + \pi a^2$ – критическая площадь (рис. 5.3);

p_m – среднее давление грунта под подошвой фундамента;

Если сопротивление фундамента на продавливание не обеспечено, то следует увеличить высоту плитной части фундамента или повысить класс бетона фундамента.

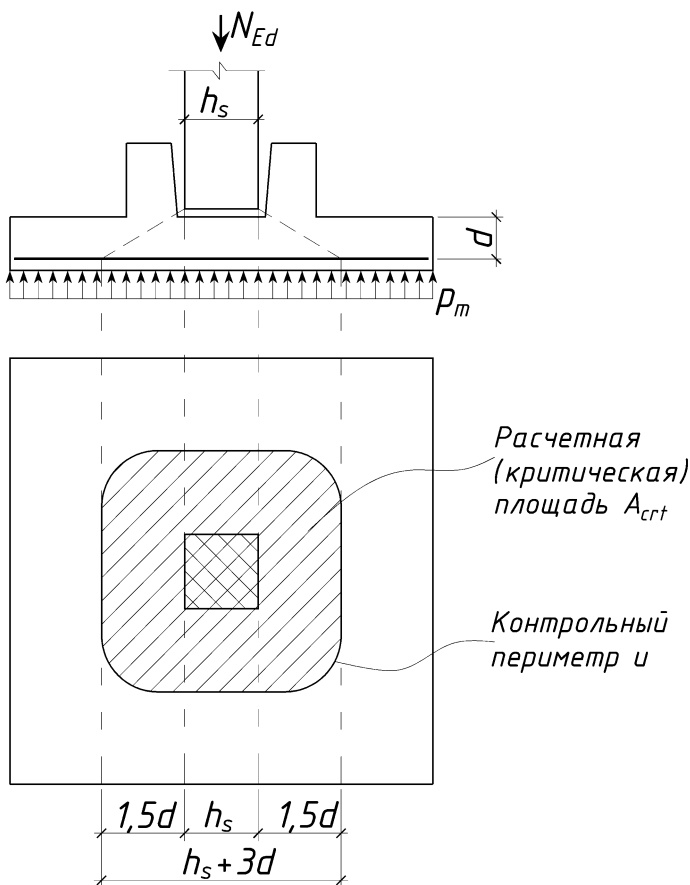


Рис. 5.3. Расчетная схема фундамента при проверке на продавливание

Пример 5. Запроектировать столбчатый фундамент под колонну многоэтажного здания. Исходные данные: размеры сечения колонны $b_s \times h_s = 400 \times 400$ мм, класс условий экспозиции XC1, условное расчетное сопротивление грунта $R_0 = 330$ кПа, продольное армирование колонны $4\text{Ø}20$ класса S500 ($A_s = 1256$ мм²), продольная сила от внешней нагрузки $N_{Ed} = 1946,34$ кН (при $\gamma_F > 1,0$), в том числе продольная сила от постоянной и переменной нагрузки $G_d = 1392,63$ кН и $Q_d = 553,71$ кН (см. пример 4.1). Расчетная длина анкеровки арматуры колонны 1151 мм.

Характеристики материалов

Принимаем в соответствии с условиями эксплуатации бетон класса С²⁰/25 (см. таблицу П.8 Приложения). Его расчетные характеристики:

– характеристическая прочность бетона на осевое сжатие $f_{ck} = 20$ МПа;

– расчетная прочность бетона на осевое сжатие:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{20}{1,5} = 13,33 \text{ МПа};$$

– расчетная прочность бетона на осевое растяжение:

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk, 0,05}}{\gamma_c} = \frac{1,5}{1,5} = 1,0 \text{ МПа}.$$

Определение размеров фундамента

Высота фундамента назначается из условий глубины промерзания грунтов, конструктивных требований по анкеровке арматуры в стакане фундамента и заделки колонны в фундаменте, а также сопротивления бетона днища стакана продавливанию при монтаже.

1. Из условия промерзания грунтов:

– нормативная глубина промерзания грунта для города Минска $d_{fn} = 1,32$ м (таблица П.17 Приложения);

– расчетная глубина сезонного промерзания:

$$d_f = k_n \cdot d_{fn} = 0,6 \cdot 1,32 = 0,87 \text{ м},$$

где k_n – коэффициент, учитывающий тепловой режим грунтов (для здания без подвала и с полами на грунте $k_n = 0,6$).

Требуемая высота фундамента из условия промерзания грунтов основания:

$$H_f \geq d_f - 0,15 = 0,87 - 0,15 = 0,72 \text{ м},$$

где 0,15 – отметка верха фундамента относительно уровня чистого пола, в метрах.

2. Требуемая глубина стакана из **условий анкеровки** арматуры колонны в стакане фундамента:

$$h_{bd} \geq 30\varnothing + 50 = 30 \cdot 20 + 50 = 650 \text{ мм},$$

где 50 мм – минимальный зазор между дном стакана и торцом колонны.

Длина заделки колонны в фундаменте принимается из условия:

$$h_{bd} \geq \max \begin{cases} h_{bs} = 400 \text{ мм}, \\ l_{bd} + 30 = 1151 + 30 = 1181 \text{ мм}, \end{cases}$$

где h_s – наибольший размер сечения колонны;

l_{bd} – длина анкеровки сжатой продольной рабочей арматуры колонны в сжатом бетоне.

Принимаем $h_{bd} = 1200$ мм.

Глубина стакана должна быть не менее, чем

$$l_{bd} + 50 \text{ мм} = 1200 + 50 = 1250 \text{ мм}.$$

Принимаем глубину стакана $l_k = 1250$ мм.

Принимаем минимальную толщину стенки стакана $\delta = 200$ мм.

Высота и ширина поперечного сечения подколонника составят:

$$h_p = b_p = b_s + 2 \cdot 75 + 2 \cdot d = 400 + 2 \cdot 75 + 2 \cdot 200 = 950 \text{ мм},$$

где $h_s = b_s$ – высота и ширина сечения колонны.

Принимаем подколонник с размерами $b_p \times h_p = 1000 \times 1000$ мм (размеры кратны 100 мм), толщина стенок стакана $\delta = 225$ мм – в обоих направлениях.

Предварительно принимаем толщину фундаментной плиты равной 600 мм, диаметр рабочей арматуры плиты – 16 мм.

Тогда общая высота фундамента составляет:

$$H_f = 1250 + 600 = 1850 \text{ мм}.$$

Принимаем $H_f = 1900$ мм (кратно 100 мм). Таким образом, фактическая глубина заложения фундамента составит:

$$d_f = H_f + 0,15 \text{ м} = 1,9 + 0,15 = 2,05 \text{ м.}$$

Определение размеров плитной части фундамента

Площадь подошвы фундамента принимается в зависимости от максимальной продольной силы, передаваемой от вышележащих конструкций, и нагрузки от веса фундамента и грунта на его уступах.

В соответствии с п. А.1.2.(С) [1] при определении размеров фундамента должны учитываться усилия, определенные с учетом частных коэффициентов: $\gamma_{G, sup} = 1,0$ – для постоянных нагрузок и $\gamma_{Q, 1} = 1,3$ – для переменных нагрузок.

Тогда продольная сила от вышележащих конструкций:

$$\begin{aligned} N_{Ed} &= \frac{G_d}{1,3} \cdot \gamma_{G, sup} + \frac{Q_d}{1,4} \cdot \gamma_{Q, 1} = \\ &= \frac{1392,63}{1,3} \cdot 1,0 + \frac{553,71}{1,4} \cdot 1,3 = 1585,41 \text{ кН.} \end{aligned}$$

Продольная сила от веса фундамента и грунта:

$$Q = \rho_m \cdot d_f \cdot A_f,$$

где $d_f = 2,05$ м – глубина заложения фундамента;

ρ_m – усредненный объемный вес фундамента и грунта на его уступах.

Требуемая площадь фундамента:

$$\begin{aligned} A_f &= \frac{N_{Ed}}{R_0 - \rho_m \cdot d_f - q \cdot \alpha \cdot \gamma_{Q, 1}} = \\ &= \frac{1585,41}{330 - 20 \cdot 2,05 - 20 \cdot 0,5 \cdot 1,3} = 5,744 \text{ м}^2, \end{aligned}$$

где $R_0 = 330$ кПа – условное расчетное сопротивление грунта основания (указывается в задании по курсовому проекту);

$q = 20$ кН/м² – усредненная расчетная нагрузка от пола, транспорта и складированных материалов, с учетом коэффициента затухания напряжения по глубине основания, $\alpha = 0,11 \dots 0,5$ (принимается большее 0,5) и частного коэффициента по нагрузке $\gamma_{Q,1} = 1,3$ согласно таблице А1.2(С) [1].

Тогда требуемый размер фундаментной плиты в плане:

$$L = \sqrt{A_f} = \sqrt{5,744} = 2,397 \text{ м.}$$

В соответствии с требованиями унификации принимаем размеры фундамента $B \times L = 2,4 \times 2,4$ м (кратно 300 мм).

Проверка несущей способности основания

Фактическая площадь подошвы фундамента:

$$A_f = B \cdot L = 2,4 \cdot 2,4 = 5,76 \text{ м}^2.$$

Момент сопротивления подошвы фундамента:

$$W = \frac{B \cdot L^2}{6} = \frac{2,4^2 \cdot 2,4}{6} = 2,304 \text{ м}^3.$$

Проверку принятых размеров подошвы фундамента производим согласно п. 5.3, 5.4 [5], проверяя напряжения под подошвой фундамента для продольной силы $N_{Ed} = 1385,89$ кН (определенной в соответствии с п. А.1.2.(С) [1]).

Давление на грунт при центральном загрузении определяем по формуле [5, п. 5.3.4]:

$$p_{m,k} = \frac{N_{Ed}}{A} + \rho_m \cdot d_f + q \cdot \alpha \cdot \gamma_{Q,1} = \frac{1585,41}{5,76} + 20 \cdot 2,05 + 20 \cdot 0,5 \cdot 1,3 = 329,2 \text{ кПа.}$$

Так как $p_{m,k} = 329,2 \text{ кПа} < R_0 = 330 \text{ кПа}$, условие [5, п. 5.3.3] выполняется.

Определение высоты фундамента

Принимаем минимальную толщину фундаментной плиты 450 мм. Тогда полезная высота плиты составит:

$$d_{pl} = h_{pl} - c_{nom} - \varnothing = 450 - 45 - 16 = 389 \text{ мм.}$$

Задавшись расстоянием от края колонны до контрольного периметра $a = 1,5 \cdot d$, проверим условие:

$$V_{Ed, red} \leq V_{Rd, c}$$

Расчетное значение сопротивления продавливанию плиты без поперечной арматуры:

$$\begin{aligned} V_{Rd, c} &= v_{\min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = \\ &= 0,035 \cdot 1,717^{3/2} \cdot 20^{1/2} = 0,352 \text{ МПа,} \end{aligned}$$

где $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d_{pl}}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{389}} = 1,717 < 2$.

Приложенная расчетная поперечная сила:

$$V_{Ed, red} = \frac{V_{Ed} - \Delta V_{Ed}}{u \cdot d_{pl}},$$

где u – основной контрольный периметр:

$$\begin{aligned} u &= 2(b_s + h_s) + 2\pi(1,5d) = \\ &= 2 \cdot (0,4 + 0,4) + 2 \cdot \pi \cdot (1,5 \cdot 0,389) = 5,266 \text{ м.} \end{aligned}$$

Площадь, заключенная в указанный периметр (критическая площадь), равна:

$$\begin{aligned} A_{crit} &= (b_s + 2a) \cdot h_s + (h_s + 2a) \cdot b_s - b_s \cdot h_s + \pi \cdot a^2 = \\ &= (0,4 + 2 \cdot (1,5 \cdot 0,389)) \cdot 0,4 + (0,4 + 2 \cdot (1,5 \cdot 0,389)) \cdot 0,4 - \\ &\quad - 0,4 \cdot 0,4 + \pi \cdot (1,5 \cdot 0,389)^2 = 2,163 \text{ м}^2. \end{aligned}$$

Продавливающая сила $V_{Ed, red}$, вызванная давлением грунта на подошву фундамента вне расчетной (критической) площади:

$$V_{Ed, red} = (B \cdot L - A_{crit}) \cdot p_m = (2,4 \cdot 2,4 - 2,163) \cdot 337,91 = 1215,46 \text{ кН},$$

где B, L – габариты фундамента в плане,

p_m – среднее давление грунта под подошвой:

$$p_m = \frac{N_{Ed}}{B \cdot L} = \frac{1946,34}{2,4 \cdot 2,4} = 337,91 \text{ кПа}.$$

Приложенная расчетная поперечная сила [4, ф-ла 8.170]:

$$V_{Ed, red} = \frac{V_{Ed, red}}{u \cdot d} = \frac{1215,46}{5,266 \cdot 0,389} = 593,4 \text{ кПа}.$$

Условие $V_{Ed, red} \leq V_{Rd, c}$ не выполняется, так как $0,593 \text{ МПа} > 0,352 \text{ МПа}$.

Увеличиваем толщину плиту с учетом модульных размеров до 600 мм.

Тогда полезная высота плиты:

$$d_{pl} = h_{pl} - c_{nom} - \varnothing = 600 - 45 - 16 = 539 \text{ мм}.$$

Расчетное значение сопротивления продавливанию плиты без поперечной арматуры:

$$V_{Rd, c} = v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 1,609^{3/2} \cdot 20^{1/2} = 0,319 \text{ МПа},$$

где $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{539}} = 1,609 < 2$.

Основной контрольный периметр:

$$\begin{aligned} u &= 2(b_s + h_s) + 2\pi(1,5d) = \\ &= 2 \cdot (0,4 + 0,4) + 2 \cdot \pi \cdot (1,5 \cdot 0,539) = 6,68 \text{ м.} \end{aligned}$$

Критическая площадь:

$$\begin{aligned} A_{crit} &= (b_s + 2a) \cdot h_s + (h_s + 2a) \cdot b_s - b_s \cdot h_s + \pi \cdot a^2 = \\ &= (0,4 + 2 \cdot (1,5 \cdot 0,539)) \cdot 0,4 + (0,4 + 2 \cdot (1,5 \cdot 0,539)) \cdot 0,4 - \\ &\quad - 0,4 \cdot 0,4 + \pi \cdot (1,5 \cdot 0,539)^2 = 3,508 \text{ м}^2. \end{aligned}$$

Продавливающая сила $V_{Ed,red}$, вызванная давлением грунта на подошву фундамента вне расчетной (критической) площади:

$$\begin{aligned} V_{Ed,red} &= (B \cdot L - A_{crit}) \cdot p_m = \\ &= (2,4 \cdot 2,4 - 3,508) \cdot 337,91 = 760,97 \text{ кН.} \end{aligned}$$

Приложенная расчетная поперечная сила:

$$V_{Ed,red} = \frac{V_{Ed,red}}{u \cdot d} = \frac{760,97}{6,68 \cdot 0,539} = 211 \text{ кПа.}$$

Так как $V_{Ed,red} = 0,211 \text{ МПа} < V_{Rd,c} = 0,319 \text{ МПа}$ выполняется, сопротивление плиты продавливанию обеспечено.

С учетом защитного слоя бетона $c = 45 \text{ мм}$ при наличии бетонной подготовки и кратности толщины плиты модульным размерам принимаем толщину плиты в пределах подколонника равной 600 мм.

Проектируем плитную часть, состоящую из двух ступеней высотой по 300 м. Общий вид фундамента представлен на рис. 5.4.

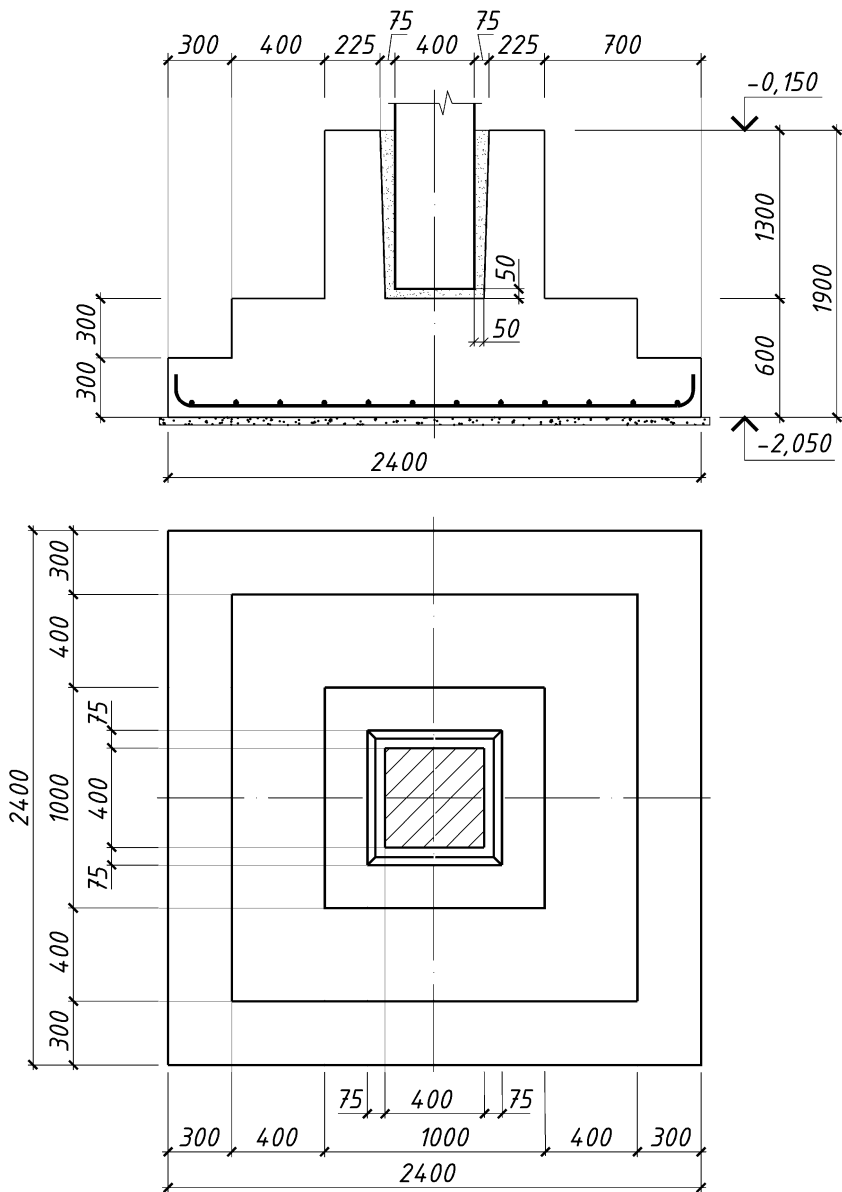


Рис. 5.4. Габаритные размеры фундамента

Определение напряжений под подошвой фундамента

Под действием реактивного давления грунта p_m ступени фундамента работают на изгиб как консоли, защемленные в теле фундамента.

Расчет будем проводить на действие продольной силы $N_{Ed} = 1946,34$ кН (при $\gamma_F > 1$)

$$p_m = \frac{N_{Ed}}{A} + p_m \cdot d_f + q \cdot \alpha \cdot \gamma_{Q,1} = \frac{1946,34}{5,76} + 20 \cdot 2,05 + 20 \cdot 0,5 \cdot 1,3 = 391,91 \text{ кПа.}$$

Изгибающие моменты в сечениях подошвы, подбор армирования

Изгибающие моменты определяются в расчетных сечениях, проходящих по граням ступеней фундаментной плиты, по грани подколонника и по грани сечения колонны (рис. 5.2).

1) сечение 1–1 (по грани колонны):

– вылет фундаментной плиты $l_1 = 1,0$ м;

– полезная высота $d_1 = H_f - c_{nom} - \varnothing = 1900 - 45 - 16 = 1839$ мм.

Изгибающий момент в фундаментной плите от реактивного давления грунта:

$$M_1 = p_m \cdot B \cdot \frac{l_1^2}{2} = 391,91 \cdot 2,4 \cdot \frac{1,0^2}{2} = 470,29 \text{ кНм.}$$

Расчет ведем по упрощенной схеме, принимая $\eta = 0,9$.

$$A_{s1} = \frac{M_1}{f_{yd} \cdot \eta \cdot d_1} = \frac{470,29 \cdot 10^6}{435 \cdot 0,9 \cdot 1839} = 653,2 \text{ мм}^2.$$

2) сечение 2–2 (по грани подколонника)

– вылет нижней ступени $l_2 = 0,7$ м;

– полезная высота $d_2 = h_{pl} - c_{nom} - \varnothing = 600 - 45 - 16 = 539$ мм.

$$M_2 = p_m \cdot B \cdot \frac{l_2^2}{2} = 391,91 \cdot 2,4 \cdot \frac{0,7^2}{2} = 230,44 \text{ кНм.}$$

Требуемая площадь арматуры при $\eta = 0,9$:

$$A_{s2} = \frac{M_2}{f_{yd} \cdot \eta \cdot d_2} = \frac{230,44 \cdot 10^6}{435 \cdot 0,9 \cdot 539} = 1092,04 \text{ мм}^2;$$

3) сечение 3–3 (по грани ступени фундаментной плиты)

– вылет фундаментной плиты $l_3 = 0,3$ м;

– полезная высота $d_3 = h_{\text{ступ}} - c_{\text{ном}} - \emptyset = 300 - 45 - 16 = 239$ мм.

$$M_3 = p_m \cdot B \cdot \frac{l_3^2}{2} = 391,91 \cdot 2,4 \cdot \frac{0,3^2}{2} = 42,33 \text{ кНм.}$$

Требуемая площадь арматуры при $\eta = 0,9$:

$$A_{s3} = \frac{M_3}{f_{yd} \cdot \eta \cdot d_3} = \frac{42,33 \cdot 10^6}{435 \cdot 0,9 \cdot 239} = 452,36 \text{ мм}^2.$$

Арматурная сетка подбирается с учетом бóльшей площади арматуры. Минимальная площадь арматуры в соответствии с п. 11.2.1.2 [4]:

$$A_{s, \text{min}} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b \cdot d = 0,26 \cdot \frac{2,2}{500} \cdot 2400 \cdot 539 = 1480 \text{ мм}^2,$$

но не менее $\rho_{\text{min}} = 0,13$ %.

$$0,0013 \cdot L \cdot d = 0,0013 \cdot 2400 \cdot 539 = 1681 \text{ мм}^2.$$

Из полученных результатов расчета видно, что требуемая площадь меньше минимально допустимой. Армирование плиты фундамента принимаем в соответствии с конструктивными требованиями.

Принимаем арматуру в каждом направлении в виде $16\emptyset 12$ класса S500 с шагом 150 мм ($A_{sx} = A_{sy} = 1808 \text{ мм}^2$).

Для обеспечения анкеровки концы рабочих стержней сетки отогнуты на 90° в соответствии с требованиями п. 11.2.4.2 [4].

Длина отогнутого участка [4, п. 11.2.4.2]:

$$l_H = 5\varnothing + \frac{4\varnothing}{2} + \varnothing = 5 \cdot 12 + \frac{4 \cdot 12}{2} + 12 = 96 \text{ мм.}$$

Принимаем $l_H = 100$ мм.

Изображение арматурной сетки приведено на рис. 5.5.

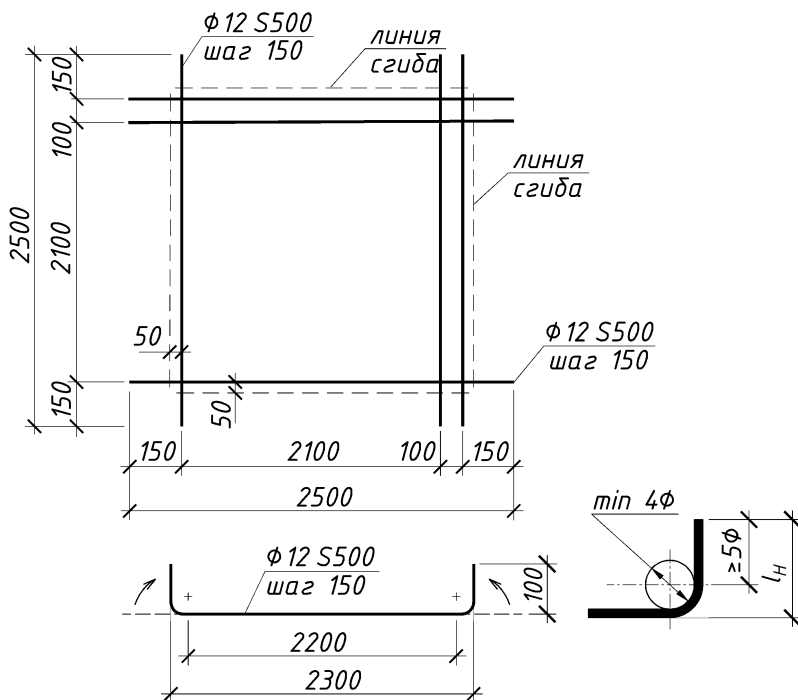


Рис. 5.5 Сетка для армирования плитной части фундамента.

Расчет плитной части фундамента на продавливание с учетом армирования

Сопротивление продавливанию столбчатых фундаментов колонн необходимо определять для контрольного периметра в пределах $1,5d$ от края колонны [4, п. 8.4.3.14].

Выполним расчеты для периметра, находящегося на расстоянии $a = 1,5d$ от грани колонны.

Полезная высота фундаментной плиты с учетом фактического армирования составит:

$$d = h_{pl} - c_{nom} - \varnothing = 600 - 45 - 12 = 543 \text{ мм.}$$

Контрольный периметр:

$$u = 2(b_s + h_s) + 2\pi(1,5d) = \\ 2 \cdot (0,4 + 0,4) + 2 \cdot \pi \cdot (1,5 \cdot 0,543) = 6,718 \text{ м.}$$

Критическая площадь равна:

$$A_{crt} = (b_s + 2a) \cdot h_s + (h_s + 2a) \cdot b_s - b_s \cdot h_s + \pi \cdot a^2 = \\ = (0,4 + 2 \cdot (1,5 \cdot 0,543)) \cdot 0,4 + (0,4 + 2 \cdot (1,5 \cdot 0,543)) \cdot 0,4 - \\ - 0,4 \cdot 0,4 + \pi \cdot (1,5 \cdot 0,543)^2 = 3,547 \text{ м}^2.$$

Продавливающая сила $V_{Ed, red}$, вызванная давлением грунта на подошву фундамента вне расчетной (критической) площади:

$$V_{Ed, red} = (B \cdot L - A_{crt}) \cdot p_m = (2,4 \cdot 2,4 - 3,547) \cdot 391,91 = 867,3 \text{ кН,}$$

где $p_m = 391,91$ кПа – среднее давление грунта под подошвой

Приложенная расчетная поперечная сила:

$$V_{Ed} = \frac{V_{Ed, red}}{u \cdot d} = \frac{867,3}{6,718 \cdot 0,543} = 237,75 \text{ кПа.}$$

Полезная высота сечения фундамента в направлении x :

$$d_x = d - 0,5\varnothing = 543 - 0,5 \cdot 12 = 537 \text{ мм.}$$

Коэффициент продольного армирования в направлении x :

$$\rho_{\ell, x} = \frac{A_{sx1}}{s \cdot d_x} = \frac{113,1}{150 \cdot 537} = 0,0014.$$

Полезная высота сечения фундамента в направлении y :

$$d_y = d + 0,5\varnothing = 543 + 0,5 \cdot 12 = 549 \text{ мм.}$$

Коэффициент продольного армирования в направлении y :

$$\rho_{\ell, y} = \frac{A_{sy1}}{s \cdot d_y} = \frac{113,1}{150 \cdot 549} = 0,0014.$$

Расчетный коэффициент армирования:

$$\rho_{\ell} = \sqrt{\rho_{\ell, x} \cdot \rho_{\ell, y}} = \sqrt{0,0014 \cdot 0,0014} = 0,0014 \leq 0,02.$$

Расчетное сопротивление плиты продавливанию определяется из выражения [4, п. 8.4.3.14]:

$$v_{Rd, c} = C_{Rd, c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_{\ell} \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot \frac{1,5d}{a} \geq v_{\min} \cdot \frac{1,5d}{a},$$

где $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{543}} = 1,607 < 2.$

$$\begin{aligned} v_{Rd, c} &= C_{Rd, c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_{\ell} \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot \frac{1,5d}{a} = \\ &= \frac{0,24}{1,5} \cdot 1,607 \cdot (100 \cdot 0,0014 \cdot 20)^{1/3} \cdot \frac{1,5 \cdot 543}{1,5 \cdot 543} = 0,363 \text{ МПа.} \end{aligned}$$

Расчетное значение сопротивления продавливанию плиты без поперечной арматуры:

$$\begin{aligned} v_{\min} \cdot \frac{1,5d}{a} &= 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} \cdot \frac{1,5d}{a} = \\ &= 0,035 \cdot 1,607^{3/2} \cdot 20^{1/2} \cdot \frac{1,5 \cdot 543}{1,5 \cdot 543} = 0,319 \text{ МПа.} \end{aligned}$$

Так как $v_{\min} \frac{1,5d}{a} = 0,319 \text{ МПа} < v_{Rd,c} = 0,363 \text{ МПа}$, принимаем $v_{Rd,c} = 0,363 \text{ МПа}$.

Так как $v_{Ed} = 0,238 \text{ МПа} \leq v_{Rd,c} = 0,363 \text{ МПа}$, несущая способность плиты фундамента по периметру, расположенному на расстоянии **1,5d** от грани колонны обеспечена.

Выполним расчеты для периметра, находящегося на расстоянии на расстоянии $a = \mathbf{0,5d}$ от грани колонны.

Полезная высота фундаментной плиты с учетом фактического армирования составит:

$$d = h_{pl} - c_{nom} - \emptyset = 600 - 45 - 12 = 543 \text{ мм.}$$

Контрольный периметр:

$$\begin{aligned} u &= 2(b_s + h_s) + 2\pi(0,5d) = \\ &= 2 \cdot (0,4 + 0,4) + 2 \cdot \pi \cdot (0,5 \cdot 0,543) = 3,306 \text{ м.} \end{aligned}$$

Критическая площадь равна:

$$\begin{aligned} A_{crit} &= (b_s + 2a) \cdot h_s + (h_s + 2a) \cdot b_s - b_s \cdot h_s + \pi \cdot a^2 = \\ &= (0,4 + 2 \cdot (0,5 \cdot 0,543)) \cdot 0,4 + (0,4 + 2 \cdot (0,5 \cdot 0,543)) \cdot 0,4 - \\ &\quad - 0,4 \cdot 0,4 + \pi \cdot (0,5 \cdot 0,543)^2 = 0,826 \text{ м}^2. \end{aligned}$$

Продавливающая сила $V_{Ed,red}$, вызванная давлением грунта на подошву фундамента вне расчетной (критической) площади:

$$V_{Ed,red} = (B \cdot L - A_{crit}) \cdot p_m = (2,4 \cdot 2,4 - 0,826) \cdot 391,91 = 1933,7 \text{ кН,}$$

где $p_m = 391,91 \text{ кПа}$ – среднее давление грунта под подошвой

Приложенная расчетная поперечная сила:

$$v_{Ed,red} = \frac{V_{Ed,red}}{u \cdot d} = \frac{1933,73}{3,306 \cdot 0,543} = 1077,2 \text{ кПа.}$$

Рабочая высота сечения фундамента в направлении x :

$$d_x = d - 0,5\emptyset = 543 - 0,5 \cdot 12 = 537 \text{ мм.}$$

Коэффициент продольного армирования в x – направлении:

$$\rho_{\ell, x} = \frac{A_{sx1}}{s \cdot d_x} = \frac{113,1}{150 \cdot 537} = 0,0014.$$

Рабочая высота сечения фундамента в направлении y :

$$d_y = d + 0,5\varnothing = 543 + 0,5 \cdot 12 = 549 \text{ мм.}$$

Коэффициент продольного армирования в y – направлении:

$$\rho_{\ell, y} = \frac{A_{sy1}}{s \cdot d_y} = \frac{113,1}{150 \cdot 549} = 0,0014.$$

Расчетный коэффициент армирования:

$$\rho_{\ell} = \sqrt{\rho_{\ell, x} \cdot \rho_{\ell, y}} = \sqrt{0,0014 \cdot 0,0014} = 0,0014 \leq 0,02.$$

Расчетное сопротивление плиты продавливанию определяется из выражения [4, п. 8.4.3.14]:

$$V_{Rd, c} = C_{Rd, c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot \frac{1,5d}{a} \geq V_{\min} \cdot \frac{1,5d}{a},$$

где $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{543}} = 1,607 < 2.$

$$\begin{aligned} V_{Rd, c} &= C_{Rd, c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot \frac{1,5d}{a} = \\ &= \frac{0,24}{1,5} \cdot 1,607 \cdot (100 \cdot 0,0014 \cdot 20)^{1/3} \cdot \frac{1,5 \cdot 543}{0,5 \cdot 543} = 1,087 \text{ МПа.} \end{aligned}$$

Расчетное значение сопротивления продавливанию плиты без поперечной арматуры:

$$\begin{aligned} V_{\min} \cdot \frac{1,5d}{a} &= 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} \cdot \frac{1,5d}{a} = \\ &= 0,035 \cdot 1,607^{3/2} \cdot 20^{1/2} \cdot \frac{1,5 \cdot 543}{0,5 \cdot 543} = 0,956 \text{ МПа.} \end{aligned}$$

Поскольку $v_{\min} \frac{1,5d}{a} = 0,956 \text{ МПа} < v_{Rd,c} = 1,087 \text{ МПа}$, принимаем $v_{Rd,c} = 1,087 \text{ МПа}$.

Так как $v_{Ed,red} = 1,077 \text{ МПа} \leq v_{Rd,c} = 1,087 \text{ МПа}$, несущая способность плиты фундамента по периметру, расположенному на расстоянии **0,5d** от грани колонны обеспечена.

Расчет армирования стакана фундамента

Стаканная часть фундамента армируется конструктивно. Вертикальная арматура принимается диаметром не менее 10 мм, а горизонтальная – не менее 8 мм. Расстояние между вертикальными стержнями не должно превышать 400 мм.

Суммарная площадь вертикальных стержней, расположенных в пределах одной стороны стенки стакана, должна определяться из условия:

$$A_{sv} = \rho_{\min} \cdot b_w \cdot d_v,$$

где ρ_{\min} – минимальный процент армирования, равный 0,10 %;

b_w – ширина расчетного сечения, равная 2δ , (δ – толщина стенки стакана поверху);

d_v – рабочая высота сечения коробчатого сечения стакана, определяемая по формуле $d_v = h_{\text{ПК}} - 0,5\delta$.

Для рассчитываемого фундамента толщина стенки стакана составляет 225 мм.

Ширина расчетного сечения равна:

$$b_w = 2 \cdot \delta = 2 \cdot 225 = 450 \text{ мм.}$$

Рабочая высота сечения коробчатого сечения стакана равна:

$$d_v = h_{\text{ПК}} - 0,5 \cdot \delta = 1000 - 0,5 \cdot 225 \approx 900 \text{ мм.}$$

Суммарная площадь вертикальных стержней, расположенных в пределах одной стороны стенки стакана равна:

$$A_{sv} = \rho_{\min} \cdot b_w \cdot d_v = 0,001 \cdot 450 \cdot 900 = 405 \text{ мм}^2.$$

Принимаем продольное армирование стенок стакана в виде $4\phi 12$ класса S500 ($A_{sv} = 452 \text{ мм}^2$) (рис. 5.6).

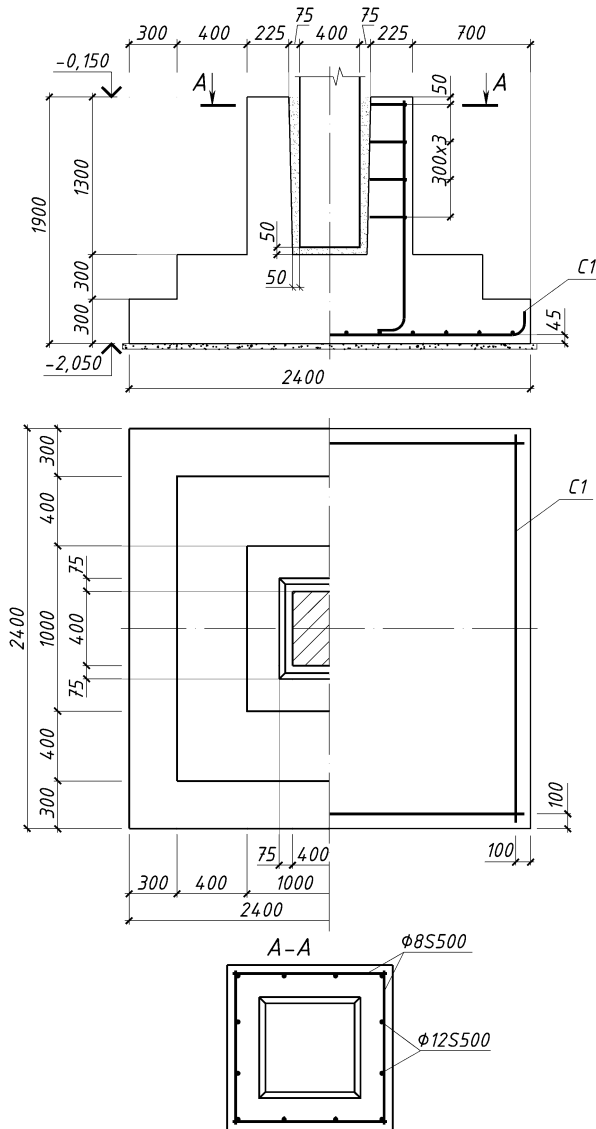


Рис. 5.6. К примеру расчета фундамента

ЛИТЕРАТУРА

1. Основы проектирования строительных конструкций : СН 2.01.01-2019. – Введ. 08.09.2020. – Минск : М-во архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2020. – 84 с.

2. Воздействия на конструкции. Общие воздействия. Объемный вес, собственный вес, функциональные нагрузки для зданий : СН 2.01.02-2019. – Введ. 16.12.2019. – Минск : М-во архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2020. – 34 с.

3. Воздействия на конструкции. Общие воздействия. Снеговые нагрузки : СН 2.01.04-2019. – Введ. 16.12.2019. – Минск : М-во архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2020. – 36 с.

4. Бетонные и железобетонные конструкции : СП 5.03.01-2020. – Введ. 16.09.2020. – Минск : М-во архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2020. – 236 с.

5. Фундаменты плитные. Правила проектирования : ТКП 45-5.01-67-2007 (02250). – Введ. 01.09.2007. – Минск : М-во архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2008. – 136 с.

6. Гольшев, А. Б. Проектирование железобетонных конструкций : справочное пособие / А. Б. Гольшев [и др.]. – 2-е изд., перераб. и доп. – Киев : Будівельник, 1990. – 544 с.

7. Железобетонные конструкции. Основы теории расчета и конструирования : учебное пособие для студентов строительных специальностей / под ред. Т. М. Пецольда и В. В. Тура. – Брест : БрГТУ, 2003. – 380 с.: ил.

8. Изделия бетонные и железобетонные сборные. Плиты многопустотные : СТБ EN 1168-2012. – Введ. 20.04.2012. – Минск : Госстандарт, 2013. – 51 с.

9. Изделия бетонные и железобетонные сборные. Общие требования : СТБ EN 13369-2012. – Введ. 01.01.2013. – Минск : Госстандарт, 2013. – 57 с.

10. Арматура напрягаемая канатная для железобетонных конструкций. Технические условия : СТБ EN 10138-3-2009. – Введ. 01.01.2010. – Минск : Госстандарт, 2010. – 13 с.

11. Напрягаемая арматура : СТБ prEN 10138-4-2009. Часть 4. Стержни. – Введ. 01.01.2010. – Минск : Госстандарт, 2010. – 17 с.

12. Арматура ненапрягаемая для железобетонных конструкций. Технические условия : СТБ 1704-2012. – Введ. 01.01.2013. – Минск : Госстандарт, 2012. – 16 с.

ПРИЛОЖЕНИЕ

Таблица П.1

Классы экспозиции, соответствующие условиям эксплуатации конструкций согласно СТБ EN 206 (по данным табл. 6.9 [4])

Класс экспозиции	Окружающая среда (условия)	Справочные примеры для определения класса экспозиции
1. Отсутствие риска коррозии и химического воздействия.		
X0	Для бетона без арматуры или заделанного металла: все условия за исключением попеременного замораживания-оттаивания, физического или химического воздействия. Для бетона с арматурой или заделанным металлом – предельно сухая	Бетон внутри зданий с крайне-низкой влажностью воздуха (RH = 40 % и менее)
2. Коррозия, вызванная карбонизацией		
XC1	Сухая или постоянно влажная	Бетон внутри зданий с низкой влажностью (до RH = 60 %). Бетон, постоянно находящийся в воде)
XC2	Влажная, редко сухая	Поверхности бетона, длительное время орошаемые водой. Большинство фундаментов
XC3	Умеренно влажная	Бетон в мокрых помещениях или помещениях с высокой влажностью воздуха (RH ≥ 80 %). Бетон, защищенный от дождя на открытом воздухе.
XC4	Попеременно влажная и сухая	Поверхности бетона, орошаемые водой, которые не вошли в класс XC2

Таблица П.2

Минимальная толщина защитного слоя
из условия обеспечения долговечности $c_{\min, dur}$, мм
(по данным табл. 6.11, 6.12 [4])

Вид арматуры	Класс условий эксплуатации [4, табл. 6.9]			
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4
Арматурная сталь по СТБ EN 10080-2011	10	15	25	30
Напрягаемая арматура	10	25	35	40

Таблица П.3

Минимальные классы бетона по прочности на сжатие
для обеспечения долговечности конструкций
(по данным табл. Г.1, Г.2 [4])

Повреждения (коррозия) бетона	Без риска повреждения	Карбонизация			
		X0	XC1	XC2	XC3 XC4
Минимальные классы бетона по прочности на сжатие	$C^{12}/_{15}$	$C^{20}/_{25}$	$C^{25}/_{30}$	$C^{30}/_{37}$	

Сортамент арматурных стержней по СТБ 1704-2012 [12] и СТБ 1706*-2006 [13]

Номин. диаметр, мм	Площадь поперечного сечения (мм ²) при числе стержней									Масса 1 м, кг	Выпускаемые диаметры для стальной классов				
											S800	S240	S500 с профилем по рисункам		
	1	2	3	4	5	6	7	8	9				С	В	А
4	12,6	25	38	50	63	76	88	101	113	0,090				+	+
5	19,6	39	59	79	98	118	137	157	177	0,139				+	+
5,5	23,8	47,6	71,4	95,2	119	142,8	166,6	190,4	214,2	0,187				+	+
6	28,3	57	85	113	142	170	198	226	255	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	154	308	462	616	769	923	1077	1231	1385	1,208				+	+
16	201	402	603	804	1005	1206	1407	1608	1810	1,578				+	+
20	314	628	941	1256	1571	1885	2199	2514	2828	2,466				+	+
25	491	982	1473	1963	2454	2945	3436	3927	4418	3,853				+	+
28	616	1232	1847	2463	3079	3695	4310	4926	5542	4,834				+	+
32	804	1608	2413	3217	4021	4825	5630	6434	7238	6,313				+	+
40	1256	2513	3770	5026	6283	7540	8796	10053	11309	9,864				+	+

Таблица П.5 (по данным табл. 2 [10])

Основные показатели канатной арматуры

Класс ^{e)}	Обозначение		Номинальное значение ^{a)}				Производное значение		
	Тип канатной арматуры	Марка стали	Диаметр d , мм	Временное сопротивление разрыву ^{b)} R_m , МПа	Площадь поперечного сечения ^{c)} S_b , мм ²	Масса ^{e)} , г/м	Разрывное усилие F_m , кН	Нормативное максимальное значение разрывного усилия $F_{m, \max}$, кН	Нормативное значение усилия, соответствующего 0,1 % удлинения, $F_{p0,1}$, кН
А	Y1960S3	1.1361	5,2	1960	13,6	106	26,7	30,5	22,9
			6,5	1860	21,1	165	39,2	44,9	33,8
			6,8		23,4	183	43,5	49,8	37,4
	Y1860S7	1.1366	7,5	1860	29,0	226	54,0	51,7	46,4
			7,0		30	234	56	65	48
			9,0		50	390	93	106	80
			11,0		75	586	140	160	120
			12,5		93	726	173	198	149
			13,0		100	781	186	213	160
	Y1770S7	1.1365	15,2	1770	140	1095	248	282	213
			16,0		150	1170	279	319	240
			18,0		150	1170	265	302	228

Класс ^{e)}	Обозначение		Номинальное значение ^{a)}				Производное значение		
	Тип канатной арматуры	Марка стали	Диаметр d , мм	Временное сопротивление разрыву ^{b)} $R_{тв}$, МПа	Площадь поперечного сечения ^{c)} S_0 , мм ²	Масса ^{c)} , г/м	Разрывное усилие $F_{тв}$, кН	Нормативное максимальное значение разрывного усилия $F_{т, макс}$, кН	Нормативное значение усилия, соответствующего 0,1 % удлинению ^{d)} $F_{p0,1}$, кН
B	Y2160S3		5,2	2160	13,6	106	29,4	33,7	26,2
			6,85		28,2	220	60,9	69,7	54,2
	Y2060S3	1.1362	5,2	2060	13,6	106	28,0	32,1	24,1
	Y2060S7	1.1368	7,0		30	234	62,0	71,0	53,0
	Y1960S3	1.1361	6,5	1960	21,1	165	41,4	47,3	35,6
	Y1960S7	1.1367	9,0		50	390	98	112	84

^{a)} Номинальное значение модуля упругости может быть принято равным 195 ГПа (кН/мм²).

^{b)} Временное сопротивление разрыву, округленное до 10 МПа, рассчитано для номинальной площади поперечного сечения и производного нормативного максимального разрывного усилия.

^{c)} Площадь поперечного сечения рассчитана для номинальной массы и плотности 7,81 кг/дм³.

^{d)} Производное нормативное усилие, соответствующее 0,1 % удлинению, составляет около 86 % от производного нормативного максимального разрывного усилия.

^{e)} Трехпроволочную и семипроволочную канатную арматуру диаметром 7 мм применяют, как правило, только в конструкциях со сцеплением с бетоном.

Таблица П.6 (по данным табл. 1 [11])

Размеры и свойства горячекатаных и обработанных прутков

Маркировка стали	Наименование	Поверхность прута ^{д)}	Номинально ^{в)}				Установлено		
			Диаметр d , мм	Предел прочности при растяжении R_{m} , МПа ^{е)}	Площадь поперечного сечения ^{б)} мм ²	Масса ^{вк)} , г/м	Характеристическое значение максимальной силы F_{m} , кН	Характеристическое значение силы для удлинения ^{е)} 0,1 %, $F_{p0,1}$, кН	Максимальное значение максимальной силы $F_{m, max}$ кН
Y1100H	1.1381	R	15	1100	177	1440	194	159	224
		R	20		314	2560	346	283	397
Y1030H	1.1380	P	25,5	1030	511	4009	526	426	605
		P	26		531	4168	547	443	629
		R	26,5		552	4480	568	461	653
		P	27		573	4495	590	478	678
		P	32		804	6313	828	672	953
		R	32		804	6530	828	672	953
Y1230H	1.1382	P	36	1230	1018	7990	1048	850	1206
		R	36		1018	8270	1048	850	1206
		P	40		1257	9865	1294	1049	1488
		R	40		1257	10250	1294	1049	1488
		P	50		1964	15386	2022	1640	2326
		R	26,5		531	4168	653	573	730
					552	4480	678	596	760

Маркировка стали	Поверхность прута ^{б)}	Номинально ^{а)}			Установлено				
		Диаметр d , мм	Предел прочности при растяжении R_m , МПа ^{в)}	Площадь поперечного сечения ^{д)} , мм ²	Масса ^{б,в)} , г/м	Характеристическое значение максимальной силы F_m , кН	Характеристическое значение силы для удлинения ^{е)} 0,1 %, $F_{p0,1}$, кН	Максимальное значение силы $F_{m, max}$, кН	
Y1230H	1.1382	P	32	1230	804	6313	989	869	1110
		R	32		804	6530	989	869	1110
		P	36	1018	7990	1252	1099	1400	
		R	36	1018	8270	1252	1099	1400	
		P	40	1257	9865	1546	1357	1730	
		R	40	1257	10250	1546	1357	1730	

^{а)} Модуль упругости может приниматься с 205 ГПа (кН/мм²) для горячекатаных, а также для горячекатаных клепаных и отпущенных прутков и секций модуль между 5 % и 70 % установленной характеристической максимальной силы может приниматься с 165 ГПа (кН/мм²) горячекатаных и клепаных прутков.

^{б)} Для гладких прутков масса рассчитывается из номинальной площади поперечного сечения и плотности 7,85 кг/дм³.

^{в)} Масса ребристых прутков действительна, включая ребра, и может варьироваться в зависимости от формы ребер.

^{д)} Ребристые прутки не включают площадь несущей части ребер.

^{е)} Установленная характеристическая сила для удлинения 0,1 %, ($F_{p0,1}$) составляет примерно 81 % установленной характеристической максимальной силы (F_m) для прута с номинальной прочностью 1100 МПа и 1030 МПа и примерно 88 % установленной характеристической максимальной силы (F_m) для прута с номинальной прочностью 1230 МПа.

^{ф)} Р – гладкий, R – ребристый.

^{з)} 1 МПа = 1 Н/мм².

Таблица П.7 (по данным табл. 6.8 [4])

Свойства напрягаемой арматуры

Наименование показателя (характеристики)	Значения показателя для арматуры											
	проволочной по СТВ рEN 10138-2					канатной по СТВ EN 10138-3					стержневой по СТВ рEN 10138-1	
	Y1570	Y1670	Y1770	Y1860	Y1770	Y1860	Y1960	Y2060	Y1030	Y1050	Y1100	Y1230
Релаксация	Максимальные потери от релаксации напряжений в стали после 1000 ч нагружения при начальных напряжениях, равных 70 % от фактической прочности на растяжение R_{1000}											
	2,5 %					2,5 %					6 % – для $\varnothing \leq 15$ мм 4 % – для $\varnothing > 15$ мм	
	Максимальные потери от релаксации напряжений в стали после 1000 ч нагружения при начальных напряжениях, равных 80 % от фактической прочности на растяжение R_{1000}											
	4,5 %					4,5 %					Согласно испытаний, если начальное напряжение $\geq 0,7 f_{pk}$	

Примечание – Потери от релаксации напряжений в стали определены при средней температуре 20°C. Влияние температуры на потери от релаксации напряжений следует определять по п. 5.7.3.6.

Таблица П.8 (по данным таблицы 6.1 [4])

Прочностные и деформационные характеристики
конструкционных бетонов нормального веса

Характеристики, единицы измерения	Класс бетона по прочности на сжатие													
	C ¹² / ₁₅	C ¹⁶ / ₂₀	C ²⁰ / ₂₅	C ²⁵ / ₃₀	C ³⁰ / ₃₇	C ³⁵ / ₄₅	C ⁴⁰ / ₅₀	C ⁴⁵ / ₅₅	C ⁵⁰ / ₆₀	C ⁵⁵ / ₆₇	C ⁶⁰ / ₇₅	C ⁷⁰ / ₈₅	C ⁸⁰ / ₉₅	C ⁹⁰ / ₁₀₅
f_{ck} , МПа	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90
$f_{c, cube}^G$, МПа	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105
f_{cm} , МПа	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98
f_{ctm} , МПа	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0
$f_{ctk,0,05}$, МПа	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5
$f_{ctk,0,95}$, МПа	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,8
$ f_{c1} $, ‰	-1,8	-1,9	-2,0	-2,1	-2,2	-2,25	-2,3	-2,4	-2,45	-2,5	-2,6	-2,7	-2,8	-2,8
$ f_{c1} $, ‰														
$ f_{c2} $, ‰														
$ f_{c2} $, ‰														
n														

Примечание – Для мелкозернистых бетонов, приготовленных с применением песков, имеющих модуль крупности $M_k = 2,0$ и менее (группа Б), значения прочностных характеристик f_{ctm} , $f_{ctk,0,05}$, $f_{ctk,0,95}$ следует умножать на поправочный коэффициент $k_f = 0,65 + 6 \cdot 10^{-3} \cdot f_{c, cube}^G$

Таблица П.9 (по данным таблицы 6.3 [4])

Модуль упругости бетона (за исключением модифицированного самоуплотняющегося бетона)

Классы (марки) бетонной смеси	Модуль упругости бетона E_{cm} , ГПа, для классов по прочности на сжатие														
	$C^{12}/_{15}$	$C^{16}/_{20}$	$C^{20}/_{25}$	$C^{25}/_{30}$	$C^{30}/_{30}$	$C^{30}/_{37}$	$C^{35}/_{45}$	$C^{40}/_{50}$	$C^{45}/_{55}$	$C^{50}/_{60}$	$C^{55}/_{67}$	$C^{60}/_{75}$	$C^{70}/_{85}$	$C^{80}/_{95}$	$C^{90}/_{105}$
V3 (ЖЗ), V4 (Ж4), (СЖ1) – (СЖЗ)	—	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	49	50	52	
V1 (Ж1), V2 (Ж2)	31	35	37	38	40	41	42	43	44	45	46	47	49	51	
S1 (П1), S2 (П2)	27	31	32	35	37	38	39	40	41	42	43	45	46	48	
S3 (П3) – S5 (П5)	24	28	29	32	33	35	37	38	39	—	—	—	—	—	—

Примечания:

1. Перед скобками указаны классы бетонной смеси по консистенции согласно СТБ EN 206; в скобках – соответствующие марки по удобоукладываемости бетонной смеси по СТБ 1035.
2. Приведенные значения модуля упругости действительны для бетонов естественного твердения. Для бетонов, подвергнутых тепловой обработке, приведенные значения следует умножить на коэффициент 0,9.
3. Приведенные значения модуля упругости действительны для бетонов, изготовляемых с применением гравия и гравитного щебня с крупностью зерен до 40 мм. Для мелкозернистых бетонов приведенные значения модуля упругости следует умножить на коэффициент 0,85.
4. Для бетонов и мелкозернистых бетонов, подвергшихся попеременному замораживанию и оттаиванию, значения E_{cm} , указанные в настоящей таблице, умножают на поправочный коэффициент, принимаемый равным при эксплуатации конструкции в водонасыщенном состоянии при температуре:
 - от минус 40°С до минус 20°С – 0,85;
 - от минус 20°С до минус 5°С – 0,90;
 - минус 5°С и выше – 0,95.

Таблица П.10

Значения параметров напряженно-деформированного состояния сечения при расчете элементов прямоугольного сечения по упрощенному методу с использованием линейно-параболической диаграммы деформирования бетона

Область деформирования	Расчетный Параметр	Коэффициенты				Относительные деформации, ‰	
	$\xi = \frac{x}{d}$	α_c	$\eta = \frac{z}{d}$	α_m	$\varepsilon_c(+)$	$\varepsilon_c(-)$	
1	2	3	4	5	6	7	
Область 1а	0,01	0,001	0,997	0,001	0,10	10,0	
	0,02	0,002	0,993	0,002	0,20		
	0,03	0,004	0,990	0,004	0,31		
	0,04	0,008	0,986	0,008	0,42		
	0,05	0,012	0,983	0,012	0,53		
	0,06	0,017	0,979	0,017	0,64		
	0,07	0,023	0,976	0,022	0,75		
	0,08	0,030	0,972	0,029	0,87		
	0,09	0,037	0,969	0,036	0,99		
	0,10	0,045	0,965	0,044	1,11		
	0,11	0,054	0,961	0,052	1,24		
	0,12	0,063	0,957	0,061	1,36		
	0,13	0,073	0,953	0,070	1,49		
	0,14	0,083	0,949	0,079	1,63		
0,15	0,093	0,945	0,088	1,76			
0,16	0,104	0,940	0,098	1,90			
Верхний предел для области 1а	0,167	0,111	0,938	0,104	2,00	10,0	
Область 1б	0,18	0,125	0,931	0,117	2,20	10,0	
	0,20	0,147	0,922	0,135	2,50		
	0,22	0,168	0,912	0,153	2,82		
	0,24	0,189	0,902	0,171	3,16		
Верхний предел для области 1б	0,259	0,211	0,892	0,187	3,50	10,0	
Область 2	0,26	0,212	0,892	0,188	3,50	9,96	
	0,28	0,227	0,884	0,200		9,00	
	0,30	0,243	0,875	0,213		8,17	

Продолжение табл. П.10

1	2	3	4	5	6	7
Область 2	0,32	0,259	0,867	0,225	3,50	7,44
	0,34	0,275	0,859	0,236		6,79
	0,36	0,291	0,850	0,248		6,22
	0,38	0,308	0,842	0,259		5,71
	0,40	0,324	0,834	0,270		5,25
	0,42	0,340	0,825	0,281		4,83
	0,44	0,356	0,817	0,291		4,45
	0,46	0,372	0,809	0,301		4,11
	0,48	0,388	0,800	0,311		3,79
	0,50	0,405	0,792	0,321		3,50
	0,52	0,421	0,784	0,330		3,23
	0,54	0,437	0,775	0,339		2,98
	0,56	0,453	0,767	0,348		2,75
	0,58	0,470	0,759	0,356		2,53
0,60	0,486	0,750	0,364	2,33		
ξ_{lim} при $f_{yd} = 435$ МПа	0,617	0,499	0,743	0,371	3,50	2,175
Область 3а (2 при $f_{yd} < 435$ МПа)	0,62	0,502	0,742	0,372	3,50	2,15
	0,64	0,518	0,734	0,380		1,97
	0,66	0,534	0,725	0,388		1,80
	0,68	0,550	0,717	0,395		1,65
	0,70	0,567	0,709	0,402		1,50
	0,72	0,583	0,701	0,408		1,36
	0,74	0,599	0,692	0,415		1,23
	0,76	0,615	0,684	0,421		1,11
	0,77	0,623	0,680	0,424		1,045
	0,78	0,631	0,676	0,427		0,99
	0,80	0,648	0,667	0,432		0,87
	0,82	0,664	0,659	0,437		0,77
	0,84	0,680	0,651	0,442		0,67
	0,86	0,696	0,642	0,447		0,57
0,88	0,712	0,634	0,452	0,48		
0,90	0,729	0,626	0,456	0,39		
0,92	0,745	0,617	0,460	0,30		
Область 3а (2 при $f_{yd} < 435$ МПа)	0,94	0,761	0,609	0,463	3,50	0,22
	0,96	0,777	0,601	0,467		0,15
	0,98	0,793	0,592	0,470		0,07
	1,00	0,810	0,584	0,473		0,00

Окончание табл. П.10

1	2	3	4	5	6	7
Область 3б	1,02	0,826	0,576	0,476	3,50	-0,07
	1,04	0,842	0,568	0,478		-0,13
	1,06	0,858	0,560	0,480		-0,20
	1,08	0,874	0,550	0,481		-0,26
	1,10	0,890	0,543	0,483		-0,32
Область 4 при $\beta_h = 1,10$	1,20	0,944	0,515	0,486	3,59	-0,55
	1,40	1,004	0,488	0,490	3,03	-0,86
	1,60	1,035	0,474	0,491	2,84	-1,06
	1,80	1,053	0,467	0,492	2,70	-1,20
	2,00	1,065	0,463	0,493	2,62	-1,31
	2,20	1,072	0,460	0,493	2,55	-1,39
	2,40	1,078	0,458	0,494	2,49	-1,45
	2,60	1,082	0,456	0,494	2,44	-1,50
	2,80	1,085	0,455	0,494	2,40	-1,54
	3,00	1,087	0,454	0,494	2,37	-1,58
	3,20	1,089	0,454	0,494	2,35	-1,61
	3,40	1,090	0,453	0,494	2,32	-1,64
	3,60	1,092	0,453	0,495	2,30	-1,66
	3,80	1,093	0,453	0,495	2,28	-1,68
	4,00	1,093	0,453	0,495	2,27	-1,70
	5,00	1,096	0,452	0,495	2,21	-1,77
	6,00	1,097	0,451	0,495	2,17	-1,81
	8,00	1,099	0,450	0,495	2,13	-1,86
	10,00	1,099	0,450	0,495	2,10	-1,89
□	1,100	0,450	0,495	2,00	-2,00	

Таблица П.11

Предельные значения коэффициента ползучести $\varphi(50, t_0)$
 для неармированного бетона нормального веса ($t = 50$ лет)
 (на основе данных таблицы 6.5 [4])

Возраст бетона в момент нагружения t_0 , сут			Сухие атмосферные условия (RH = 50 %)				Влажные атмосферные условия (RH = 80 %)			
Цемент классов ¹⁾			Приведенный размер h_0 ²⁾ , мм							
L	N	R	100	200	500	1000	100	200	500	1000
3	1	1	4,2	3,8	3,4	3,1	3,0	2,8	2,6	2,5
10	7	3	3,1	2,8	2,5	2,3	2,2	2,1	2,0	1,9
32	28	23	2,4	2,2	1,9	1,8	1,7	1,6	1,6	1,5
91	91	91	1,9	1,7	1,5	1,4	1,4	1,3	1,2	1,2
365	365	365	1,4	1,3	1,1	1,0	1,0	0,9	0,9	0,8
Корректирующий коэффициент α_{cs}			0,82	0,79	0,75	0,72	0,71	0,68	0,66	0,64
¹⁾ L, N и R – медленнотвердеющий, нормально твердеющий и быстро-твердеющий цемент соответственно; ²⁾ h_0 – приведенный размер элемента; $h_0 = 2A_c / u$, где A_c – площадь поперечного сечения; u – открытый периметр сечения, контактирующий с окружающей средой										

Примечания:

1. Другие приведенные размеры h_0 (для открытого периметра) – согласно приложению В.

2. Значения коэффициента ползучести основаны на анализе обобщенных данных, полученных для бетона класса по прочности на сжатие $C^{30}/_{37}$. Уточненные значения коэффициентов ползучести для бетона в диапазоне прочностей $12 \text{ МПа} \leq f_{ck} \leq 100 \text{ МПа}$ могут быть получены при умножении значения, приведенного в настоящей таблице на коэффициент $(35/f_{ck})^{\alpha_{cs}}$, где α_{cs} – корректирующий коэффициент, приведенный в настоящей таблице.

3. Приведенные в настоящей таблице значения коэффициента ползучести являются средними значениями с коэффициентом вариации примерно 30 %.

Основные зависимости для расчета сопротивления железобетонных элементов прямоугольного сечения по упрощенному методу с использованием линейно-параболической диаграммы деформирования бетона (класс по прочности на сжатие не выше $C_{50/60}$)

Область деформирования, соответствующая эпюре деформаций и эпюре напряжений	Диапазон изменения относительной высоты сжатой зоны ξ	Относительная деформация крайнего сжатого волокна бетона, $\epsilon_{ec, \beta}$	Напряжения крайнего сжатого волокна ϵ_c , МПа	Относительная деформация растянутой арматуры, $\epsilon_{s1, \beta}$	Относительная деформация сжатой арматуры, $\epsilon_{s2, \beta}$
1а	$\xi \leq \frac{1}{6}$	$10 \cdot \frac{\xi}{1-\xi}$	$f_{cd} \cdot \epsilon_c \left(1 - \frac{\xi_c}{4} \right)$	10	$10 \cdot \frac{\xi - c_1/d}{1-\xi}$
1б	$\frac{1}{6} < \xi \leq \frac{7}{27}$	$10 \cdot \frac{\xi}{1-\xi}$	f_{cd}	10	$10 \cdot \frac{\xi - c_1/d}{1-\xi}$
2	$\frac{7}{27} < \xi \leq \frac{7}{2\epsilon_{sy} + 7}$	3,5	f_{cd}	$3,5 \cdot \frac{1-\xi}{\xi}$	$3,5 \cdot \frac{\xi - c_1/d}{\xi}$
3	$\frac{7}{2\epsilon_{sy} + 7} < \xi \leq \beta_h$	3,5	f_{cd}	$3,5 \cdot \frac{1-\xi}{\xi}$	$3,5 \cdot \frac{\xi - c_1/d}{\xi}$
4	$\xi > \beta_h$	$\frac{14\xi}{7\xi - 3\beta_h}$	f_{cd}	$\frac{14 \cdot (\xi - 1)}{7\xi - 3\beta_h}$	$\frac{14 \cdot \left(\xi - \frac{c_1}{d} \right)}{7\xi - 3\beta_h}$

Окончание таблицы П.12

Область деформирования, соответствующая эпюре деформаций и эпюре напряжений	Параметры усилия в бетоне сжатой зоны			
	Коэффициент полноты эпюры напряжений ω_c	Относительное усилие $\alpha_c = \omega_c \cdot \xi = \frac{F_{cc}}{f_{cd} \cdot b \cdot d}$	Относительное плечо усилия $\eta = \frac{z}{d}$	Относительный момент $\alpha_m = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2}$
1a	$\frac{5\xi(1-\frac{8}{3}\xi)}{(1-\xi)^2}$	$\frac{5\xi^2(1-\frac{8}{3}\xi)}{(1-\xi)^2}$	$\frac{3\xi^2-12\xi+4}{4(1-\frac{8}{3}\xi)}$	$\frac{1,25\xi^2(3\xi^2-12\xi+4)}{(1-\xi)^2}$
1б	$\frac{16\xi-1}{15\xi}$	$\frac{16\xi-1}{15}$	$\frac{8,55\xi^2-1,1\xi+0,05}{16\xi-1}$	$1,14\xi-0,57\xi^2-0,07$
2	$\frac{17}{21}$	$\frac{17\xi}{21}$	$\frac{1-\frac{99}{238}\xi}{1-\frac{99}{238}\xi}$	$\frac{17}{21}\xi-\frac{33}{98}\xi^2$
3	$\frac{17}{21}$	$\frac{17\xi}{21}$	$\frac{1-\frac{99}{238}\xi}{1-\frac{99}{238}\xi}$	$\frac{17}{21}\xi-\frac{33}{98}\xi^2$
4	$\frac{4}{1-p_4} \frac{1}{21}$, где $p_4 = \left(\frac{4\beta_h}{7\xi-3\beta_h} \right)^2$	$\beta_h \left(1-p_4 \frac{17}{21} \right)$	$1-\frac{\beta_h}{2} \cdot \frac{1-p_4 \frac{16}{49}}{1-p_4 \frac{4}{21}}$	$\beta_h \left(1-\frac{\beta_h}{2} - p_4 \left(\frac{4}{21} - \frac{8}{49} \beta_h \right) \right)$

Таблица П.13

Коэффициенты ξ , η , α_m для расчета изгибаемых элементов
прямоугольного профиля с укороченной прямоугольной
эпурой напряжений в бетоне

ξ	η	α_m	ξ	η	α_m
0,01	0,995	0,010	0,26	0,870	0,226
0,02	0,990	0,020	0,27	0,865	0,234
0,03	0,985	0,030	0,28	0,860	0,241
0,04	0,980	0,039	0,29	0,855	0,243
0,05	0,975	0,049	0,30	0,850	0,255
0,06	0,970	0,058	0,31	0,845	0,262
0,07	0,965	0,068	0,32	0,840	0,269
0,08	0,960	0,077	0,33	0,835	0,276
0,09	0,955	0,086	0,34	0,830	0,282
0,10	0,950	0,095	0,35	0,825	0,289
0,11	0,945	0,104	0,36	0,820	0,295
0,12	0,940	0,113	0,37	0,815	0,302
0,13	0,935	0,122	0,38	0,810	0,308
0,14	0,930	0,130	0,39	0,805	0,314
0,15	0,925	0,139	0,40	0,800	0,320
0,16	0,920	0,147	0,41	0,795	0,326
0,17	0,915	0,156	0,42	0,790	0,332
0,18	0,910	0,164	0,43	0,785	0,338
0,19	0,905	0,172	0,44	0,780	0,343
0,20	0,900	0,180	0,45	0,775	0,349
0,21	0,895	0,188	0,46	0,770	0,354
0,22	0,890	0,196	0,47	0,765	0,360
0,23	0,885	0,204	0,48	0,760	0,365
0,24	0,880	0,211	0,49	0,755	0,370
0,25	0,875	0,219	0,493	0,754	0,371

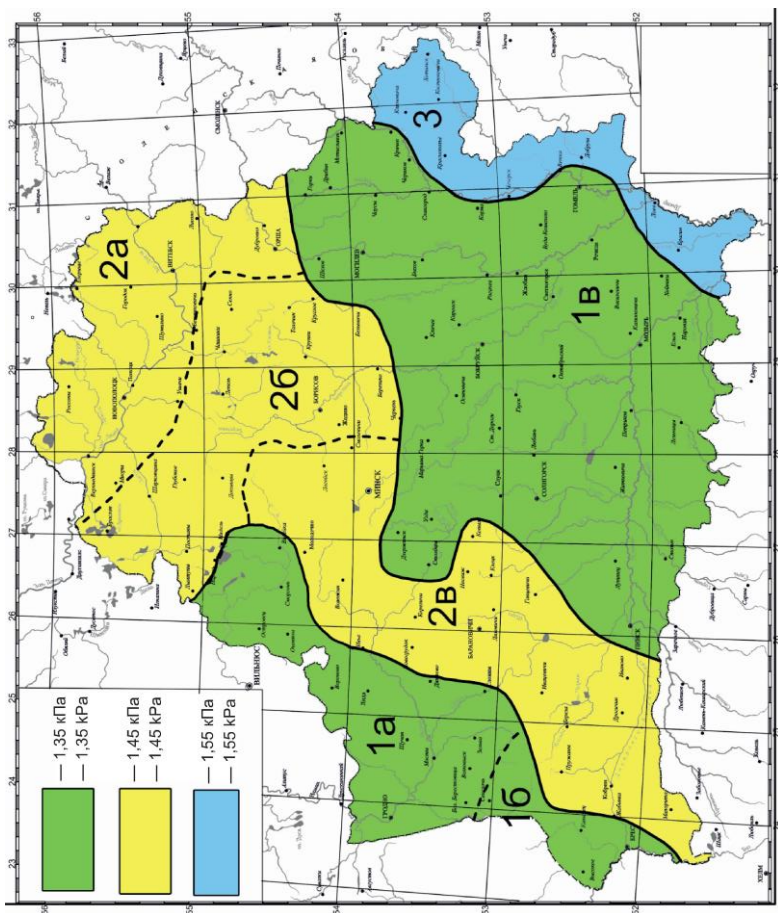


Рис. П. 1. Районирование территории Республики Беларусь по весу снежного покрова

Таблица П.14 (НП.1.1. (ВУ) [3])

Характеристические значения снеговой нагрузки на грунт
в зависимости от высоты местности над уровнем моря A , м

Номер снегового района	Подрайон	Снеговая нагрузка s_k , для местности с высотой над уровнем моря A , м
1	1а	$s_k = 1,35^*$
	1б	$s_k = 1,35 + \frac{2,20 \cdot (A - 155)}{100}$
	1в	$s_k = 1,35 + \frac{0,38 \cdot (A - 140)}{100}$
2	2а	$s_k = 1,45 + \frac{0,60 \cdot (A - 125)}{100}$
	2б	$s_k = 1,45 + \frac{0,60 \cdot (A - 150)}{100}$
	2в	$s_k = 1,45 + \frac{0,60 \cdot (A - 210)}{100}, s_k \geq 1,00$
3	3	$s_k = 1,55^*$

* Характеристическое значение снеговой нагрузки в данном подрайоне (районе) принимается постоянным

Примеры конструкции пола

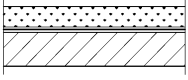
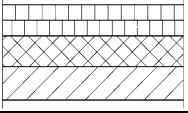
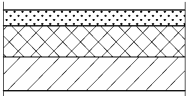
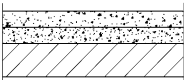
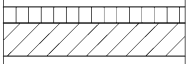
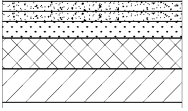
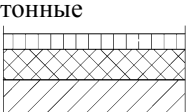
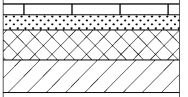
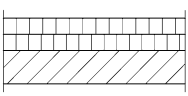
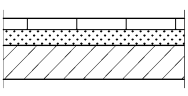
Наименование и конструкция пола	Описание	Наименование и конструкция пола	Описание
1. Бетонные 	1. Цементно-песчаный раствор состав 1:2, 1:3 $\delta = 20 \dots 30$ мм 2. Гидроизоляция	6. Асфальтобетонные 	1. Литой асфальтобетон (2 слоя по 15...25 мм) 2. Теплоизоляция
2. Бетонные 	1. Цементно-песчаный раствор состав 1:2, 1:3 $\delta = 40 \dots 60$ мм 2. Теплоизоляция	7. Ксилолитовые 	1. Ксилолит – верхний слой 8...10 мм – нижний слой 10...12 мм
3. Асфальтобетонные 	1. Литой асфальтобетон $\delta = 15 \dots 30$ мм	8. Ксилолитовые 	1. Ксилолит (2 слоя по 8...10 мм) 2. Цементный раствор состав 1:3 $\delta = 40$ мм 3. Теплоизоляция
4. Асфальтобетонные 	1. Литой асфальтобетон $\delta = 20 \dots 30$ мм 2. Теплоизоляция	9. Керамические 	1. Керамическая плитка $\delta = 10 \dots 20$ мм 2. Цементный раствор $\delta = 10 \dots 15$ мм 3. Теплоизоляция
5. Асфальтобетонные 	1. Литой асфальтобетон (2 слоя по 15...25 мм)	10. Керамические 	1. Керамическая плитка $\delta = 10 \dots 20$ мм 2. Цементный раствор $\delta = 10 \dots 15$ мм

Таблица П.16

Объемная масса строительных материалов

Материал	Объемная масса, кН/м ³	Материал	Объемная масса, кН/м ³
Аглопоритобетон	18	Кирпич	18
Керамзитобетон	10	Ксилолит	
Железобетон	25	верхний слой	18
Пенобетон	0,89	нижний слой	10
Шлакобетон	1,75	Мастика	10
Асфальт	18	Песок	16
Керамическая плитка	22	Цементный раствор	22

Таблица П.17

Нормативная глубина сезонного промерзания грунта
(по данным п. 5.2.4 [5])

Место строительства	Нормативная глубина сезонного промерзания грунта, м
Бобруйск	1,29
Брест	0,94
Витебск	1,44
Гродно	1,07
Гомель	1,30
Минск	1,32
Могилев	1,40
Орша	1,45
Пинск	1,07
Полоцк	1,38

ОГЛАВЛЕНИЕ

1. КОМПОНОВКА КОНСТРУКТИВНОЙ СХЕМЫ ПЕРЕКРЫТИЯ.....	3
2. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ПУСТОТНОЙ ПЛИТЫ ПЕРЕКРЫТИЯ.....	10
3. РАСЧЕТ СБОРНОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО РИГЕЛЯ.....	44
4. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ СБОРНОЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ КОЛОННЫ	68
4.1. Конструктивные особенности сжатых элементов.....	68
4.2. Определение действующих нагрузок и усилий.....	69
4.3. Нагрузки на колонну	71
4.4. Расчет эффектов второго порядка.....	75
4.5. Определение требуемой площади сечения продольной рабочей арматуры.....	78
4.6. Определение длины анкеровки рабочих стержней	81
4.7. Проверка колонны в стадии изготовления и транспортирования.....	82
5. РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО ФУНДАМЕНТА	117
5.1. Конструктивные особенности фундаментов стаканного типа	117
5.2. Определение размеров подошвы фундамента.....	119
5.3. Определение высоты фундамента стаканного типа.....	120
5.4. Подбор рабочей арматуры подошвы фундамента.....	121
5.5. Проверка сопротивления фундамента на продавливание.....	123
ЛИТЕРАТУРА	143
ПРИЛОЖЕНИЕ	144

Учебное издание

СМЕХ Владимир Иванович
РАК Николай Александрович

**ПРОЕКТИРОВАНИЕ СБОРНЫХ
ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ
МНОГОЭТАЖНОГО КАРКАСНОГО
ЗДАНИЯ ПО СП 5.03.01-2020
«БЕТОННЫЕ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ
КОНСТРУКЦИИ»**

Учебно-методическое пособие
для студентов специальности 1-70 01 01
«Производство строительных изделий и конструкций»

Редактор *П. П. Горбач*
Компьютерная верстка *Е. А. Беспанской*

Подписано в печать 11.04.2023. Формат 60×84 ¹/₁₆. Бумага офсетная. Ризография.
Усл. печ. л. 9,65. Уч.-изд. л. 6,45. Тираж 100. Заказ 688.

Издатель и полиграфическое исполнение: Белорусский национальный технический университет.
Свидетельство о государственной регистрации издателя, изготовителя, распространителя
печатных изданий № 1/173 от 12.02.2014. Пр. Независимости, 65. 220013, г. Минск.