

к5
Е26

Федеральное агентство железнодорожного транспорта
Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение
высшего профессионального образования
«ПЕТЕРБУРГСКИЙ
ГОСУДАРСТВЕННЫЙ УНИВЕРСИТЕТ ПУТЕЙ СООБЩЕНИЯ»

В. Г. ЕВСТИФЕЕВ, С. Е. ГУКОВ

**ПРОЕКТИРОВАНИЕ
ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ
МНОГОЭТАЖНОГО ПРОМЫШЛЕННОГО ЗДАНИЯ**

Учебное пособие

САНКТ-ПЕТЕРБУРГ
ПГУПС
2011



НТБ

Н5
Е 26
Евстифеев
Проектирование
железобетонных ко...
11 | U879903 -ОУЛ -133с

Федеральное агентство железнодорожного транспорта
Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение
высшего профессионального образования
«ПЕТЕРБУРГСКИЙ
ГОСУДАРСТВЕННЫЙ УНИВЕРСИТЕТ ПУТЕЙ СООБЩЕНИЯ»

В. Г. Евстифеев, С. Е. Гуков

Проектирование железобетонных конструкций многоэтажного промышленного здания

Учебное пособие

Санкт-Петербург
ПГУПС
2011

УДК 621.331:621.311
ББК 38.4
Е26

Рецензенты:

доцент кафедры «Железобетонные и каменные конструкции» СПбГАСУ,
канд. техн. наук Ю. С. Конев;
доцент кафедры «Строительные конструкции» ПГУПС,
канд. техн. наук Е. Н. Алексашикин

Евстифеев В. Г.

Е26 Проектирование железобетонных конструкций многоэтажного промышленного здания : учеб. пособие / В. Г. Евстифеев, С. Е. Гуков. – СПб. : Петербургский гос. ун-т путей сообщения, 2011. – 134 с.

ISBN 978-5-7641-0024

В учебном пособии, в соответствии с действующими нормами проектирования СНиП 52-01-2003 и другими нормативными документами, изложены вопросы расчета железобетонных конструкций без предварительного напряжения по предельным состояниям первой и второй группы и правила их конструирования; приведены алгоритмы расчетов и пример расчета. В приложениях содержатся необходимые для проектирования материалы.

Пособие предназначено для студентов (специальность «Промышленное и гражданское строительство») и бакалавров (направление 270800.62 «Строительство» профиля «Промышленное и гражданское строительство») всех форм обучения и других строительных специальностей высших и средних учебных заведений.

УДК 621.331:621.311
ББК 38.4

© Евстифеев В. Г., Гуков С. Е., 2011
© Петербургский государственный университет путей сообщения, 2011

ISBN 978-5-7641-0024
НТБ ФГБОУ ВПО
ПГУПС
Отдел учебной
литературы

879903

Введение

Курсовое проектирование в системе подготовки инженеров-строителей занимает одно из ведущих мест. Выполнение расчетно-графического курсового задания по проектированию несущих железобетонных конструкций многоэтажного промышленного здания позволяет студенту закрепить теоретические знания, полученные при изучении дисциплины «Железобетонные и каменные конструкции» и смежных дисциплин, приобрести навыки самостоятельной работы с нормативной, справочной и другой технической литературой. В процессе курсового проектирования студенты знакомятся с нормативными документами по расчету и конструированию элементов зданий и сооружений, осваивают методику инженерных расчетов и получают опыт графического оформления работы.

Практика преподавания свидетельствует о том, что студенты, выполняющие курсовой проект, сталкиваются с определенными трудностями. Главная из них состоит в том, что они, как правило, не имеют опыта проектирования железобетонных конструкций, расчеты которых во многих отношениях своеобразны, а приемы конструирования специфичны. Дополнительные затруднения могут возникнуть в связи с тем, что учебных пособий и методических указаний, разработанных в соответствии с нормами проектирования железобетонных конструкций СНиП 52-01-2003, в настоящее время мало.

Отсутствие необходимой литературы, в которой бы систематизированно излагался материал по расчету и конструированию железобетонных элементов, потребует от студентов, не имеющих соответствующих навыков, затрат времени на поиски необходимых сведений в различных литературных источниках.

Курсовой проект № 1 по дисциплине «Железобетонные и каменные конструкции» предусматривает проектирование сборных железобетонных конструкций междуэтажных перекрытий многоэтажного промышленного здания, состоящих из ригелей и панелей, а также внутренних колонн и монолитных фундаментов под них. Дополнительно к этому проектируется монолитное ребристое перекрытие с балочными плитами.

В задании на курсовое проектирование указываются длина и ширина здания в разбивочных осях, высота этажей между отметками чистого пола, временная длительно действующая и временная кратковременная нагрузки на перекрытие, расчетное сопротивление грунта основания, глубина заложения фундаментов и некоторые другие сведения.

В пособии приведены расчеты панели перекрытия, ригеля, колонны и фундамента под нее, а также монолитного ребристого перекрытия с балочными плитами. В расчетах использованы следующие единицы измерения

физических величин: сила, выраженная в ньютонах (Н) или в килоньютонах (кН); линейные размеры – в миллиметрах (для сечений) или в метрах (для элементов или их участков); напряжения, сопротивления, модули упругости – в мегапаскалях (МПа); распределенные нагрузки и усилия – в кН/м или Н/мм.

Курсовой проект представляется к сдаче в виде расчетно-пояснительной записки на листах формата А4 со всеми необходимыми схемами, таблицами, ссылки на которые должны быть указаны в тексте. Расчетные формулы следует записывать лишь один раз. После записи числовых значений сразу дается окончательный результат без промежуточных выкладок. Объем расчетно-пояснительной записки, выполненной от руки без помарок, должен быть в пределах 65...70 страниц.

Графическая часть работы выполняется на двух стандартных листах чертежей формата А1 размерами 594×841 мм. На первом листе должны быть представлены монтажный план сборного перекрытия, поперечный разрез здания и рабочие чертежи панели, ригеля, звена колонны первого этажа и фундамента. Кроме того, изображаются стык ригеля с колонной и стык колонны. Для панели или одного сборного элемента ригеля составляется спецификация, делается выборка материалов и определяются технико-экономические показатели. На втором листе выполняется конструктивная схема монолитного ребристого перекрытия с балочными плитами и делается чертеж плиты и второстепенной балки.

Данное пособие составлено, чтобы помочь студентам выполнить курсовой проект, однако оно не заменяет соответствующие учебники, справочную и нормативную литературу.

1. Рекомендации по проектированию железобетонных конструкций многоэтажного промышленного здания

Курсовой проект предусматривает разработку монтажного плана сборного перекрытия, поперечного вертикального разреза здания и проектирование несущих железобетонных конструкций междуэтажных перекрытий многоэтажного промышленного здания, состоящих из панелей (плит) и поддерживающих их балок, называемых ригелями, а также внутренних колонн и фундаментов под них. Кроме того, проектируется как вариант монолитное ребристое междуэтажное перекрытие с балочными плитами. Для него составляется конструктивная схема и производится расчет и конструирование плиты и второстепенной балки (проектирование главной балки не требуется).

Здание относится ко II уровню ответственности, что при расчете несущих конструкций в соответствии с [2] учитывается путем умножения расчетных значений нагрузок или усилий на коэффициент надежности по ответственности здания $\gamma_n = 0,95$. Средняя плотность обычного тяжелого вибрированного железобетона принимается $\rho = 2,5 \text{ т/м}^3$.

1.1. Сборные панельные перекрытия

В состав конструкции сборного панельного перекрытия входят панели, поддерживаемые ригелями (рис. 1). Ригели могут опираться на колонны (в зданиях с полным каркасом, см. рис. 1, а) или (в зданиях с неполным каркасом) на внутренние колонны и наружные несущие стены (рис. 1, б, в).

При нормативной длительно действующей нагрузке на перекрытие $P_{дл}^n$, равной 13 кН/м^2 или более, рекомендуется проектировать здание с полным железобетонным каркасом и самонесущими наружными стенами, в остальных случаях – с неполным каркасом и несущими наружными стенами.

Проектирование сборного панельного перекрытия включает в себя компоновку конструктивной схемы, расчет панелей перекрытий, ригелей, узлов их сопряжения с колоннами и конструирование всех элементов.

Компоновка конструктивной схемы перекрытия заключается в выборе сетки колонн, направления ригелей, типа и ширины панелей. Это делается на основании соображений технологического характера, исходя из назначения здания (производственное, жилое, общественное), с учетом величины нагрузки, обеспечения пространственной жесткости и требований экономии. При выборе сетки колонн должны соблюдаться требования типизации

и унификации. В курсовом проекте шаг сетки колонн в каждом направлении рекомендуется назначать в пределах 5...8 м с градацией 0,1 м.

Направление ригелей может быть продольным (рис. 1, б) и поперечным (рис. 1, в, г). Устройство ригелей поперек здания обеспечивает его повышенную пространственную жесткость.

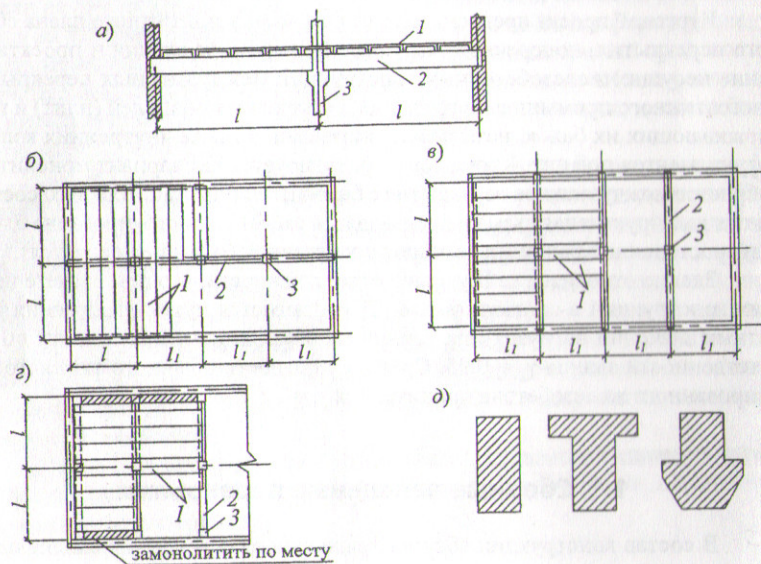


Рис. 1. Конструктивные схемы сборных балочных панельных перекрытий:
а – поперечное сечение перекрытия; б, в – варианты размещения ригелей в плане; г, д – формы поперечных сечений сборных ригелей;
1 – панели перекрытий; 2 – ригели; 3 – колонны

Форма поперечного сечения ригеля, как правило, прямоугольная или тавровая с полкой сверху либо внизу (рис. 1, д).

Для выбора конструктивной схемы перекрытия разрабатывают несколько вариантов таких схем и на основании технико-экономического сравнения обычно принимают наиболее экономичный. Общий расход бетона и стали на устройство железобетонного перекрытия складывается из соответствующего расхода этих материалов на панели, ригели и колонны. Поскольку около 65% от общего расхода железобетона в сборных балочных перекрытиях приходится на панели, особое значение приобретает задача выбора наиболее рационального конструктивного решения этих элементов. С целью умень-

шения расхода бетона панели перекрытий проектируются пустотелыми или ребристыми. В основу выбора формы поперечного сечения панели положен принцип: при изгибе (в продольном направлении) в работе участвуют в сжатой зоне бетон, а в растянутой зоне – арматура; весь остальной бетон, за исключением вертикальных ребер шириной, необходимой для размещения сварных каркасов и обеспечения прочности панелей по наклонным сечениям, может быть удален (рис. 2).

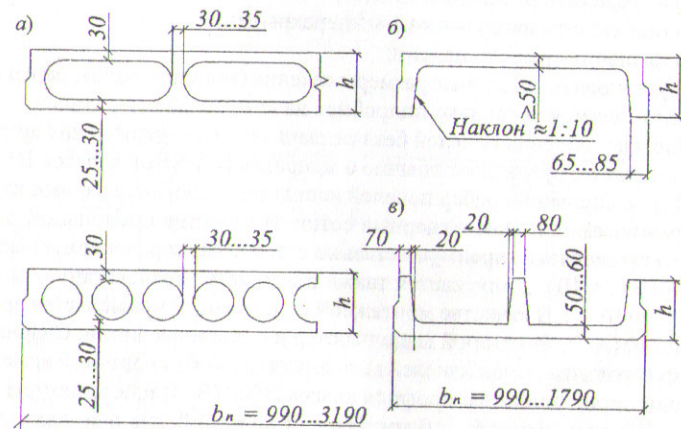


Рис. 2. Формы поперечных сечений панелей перекрытий:
а – пустотных; б, в – ребристых

При назначении типа панелей учитываются различные факторы: величина полезной нагрузки и ее вид, необходимость устройства гладкого потолка, технико-экономические показатели и др. Экономичность панели оценивается по приведенной толщине бетона $h_{ред}$ (отношение объема бетона к площади панели в плане) и расходу арматуры на 1 м^2 перекрываемой площади. Показатель $h_{ред}$ используется также при сборе нагрузок на перекрытие (см. далее).

При временных нормативных нагрузках до 5 кН/м^2 и при необходимости иметь гладкий потолок применяют панели с овальными или круглыми пустотами (рис. 2, а). Наибольшее распространение получили панели с круглыми пустотами при номинальной ширине (с учетом зазоров между ними) $b_n = 1...3,2 \text{ м}$ с градацией 0,1 м.

При временных нормативных нагрузках свыше 5 кН/м^2 для промышленных зданий рекомендуется применять ребристые панели с ребрами вниз (рис. 2, б). Номинальная ширина таких панелей $b_n = 1,0...1,8 \text{ м}$ с градацией 0,1 м.

Ширину панелей b_n при заданном типе и пролете назначают с учетом возможностей подъемно-транспортного оборудования таким образом, чтобы масса панели не превышала 3...5 т.

После того, как определены тип панели и ее номинальные размеры в плане, и прежде, чем непосредственно приступить к расчету, необходимо:

- 1) задаться основными расчетными данными (класс бетона, класс арматуры и т. п.);
 - 2) определить расчетный пролет;
 - 3) определить нагрузки на 1 м^2 перекрытия;
 - 4) назначить высоту панели;
 - 5) установить остальные размеры сечения (толщину полок, ребер и т. д.).
- Остановимся несколько подробнее на каждом из этих этапов.

Для изготовления панелей без предварительного напряжения арматуры, длина которых не превышает обычно 6 м, применяют бетон классов В15, В20.

Для армирования ребер панелей используют плоские сварные каркасы, а для армирования полок – сварные сетки. В качестве продольной рабочей арматуры применяется преимущественно стержневая горячекатаная арматура класса А400 (А-III). Допускается также применять горячекатаную арматуру класса А300 (А-II). В качестве монтажной и поперечной применяется арматура класса А240 (А-I), из которой выполняются и подъемные петли. Сварные сетки для армирования полок панелей выполняются из обыкновенной арматурной проволоки периодического профиля класса В500 (В_p-I) или арматуры класса А400 (А-III) диаметром 6...10 мм. Панели длиной более 6 м, как правило, изготавливают предварительно напряженными и их проектирование в этом пособии не рассматривается.

Расчетный пролет панели l определяется с учетом условий ее опирания (рис. 3).

При опирании поверху ригеля (рис. 3, а) расчетный пролет панели находится как расстояние между серединами площадок ее опирания на ригели (без учета зазоров между панелями):

$$l = l_n - 0,5b, \quad (1)$$

где b – ширина ригеля, которой следует предварительно задаться; рекомендуется принимать $b = 200...250 \text{ мм}$.

При опирании панели на полки ригеля по рис. 3, б):

$$l = l_n - b - a, \quad (2)$$

где a – вылет полки.

При опирании панели одним концом на ригель, а другим на кирпичную (блочную) стену расчетный пролет равен расстоянию от середины опоры панели на стене до середины опоры на ригеле (рис. 3, в).

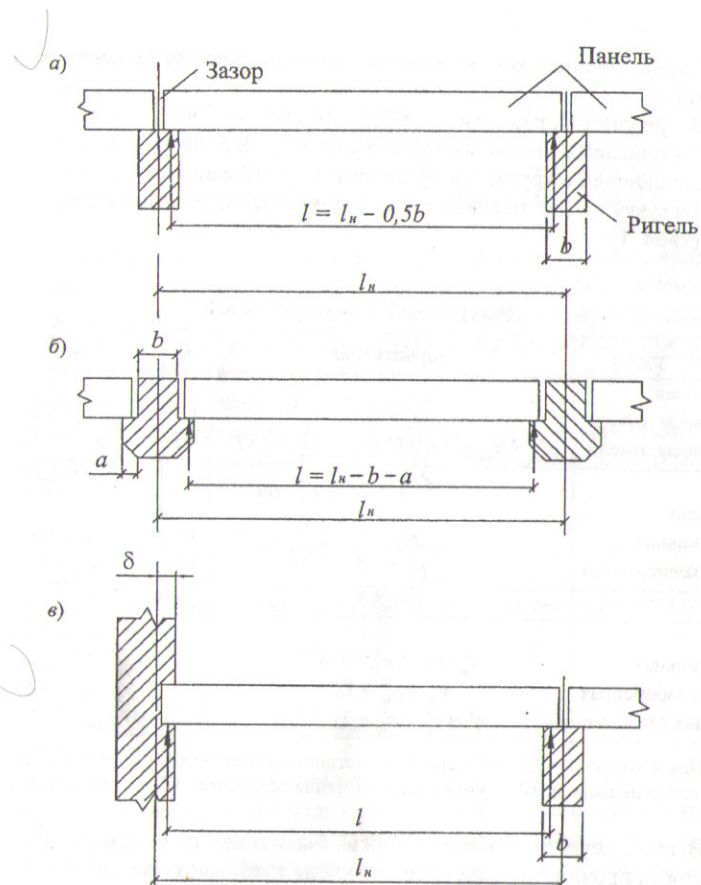


Рис. 3. Схемы опирания сборных панелей на ригели и расчетные пролеты

Для сбора нагрузок необходимо знать приведенную толщину бетона панели, которой характеризуются вес и экономичность панели:

$$h_{red} = (\text{объем бетона на панель}) / (\text{номинальная площадь панели в плане}) = A_{сеч.п} l_n / (b_n l_n) = A_{сеч.п} / b_n,$$

где $A_{сеч.п}$ – площадь поперечного сечения панели, определенная по предварительно принятым размерам без учета зазоров между панелями;

b_n – номинальная ширина панели.

С точки зрения экономичности панели по расходу бетона рекомендуется иметь:

для ребристых панелей $h_{red} = 7,5 \dots 10$ см; *модель*
 для панелей с овальными пустотами $h_{red} = 8,5 \dots 9$ см;
 для панелей с круглыми пустотами $h_{red} \leq 12$ см.

Нагрузку на 1 м^2 перекрытия рекомендуется подсчитывать в табличной форме (табл. 1).

Таблица 1

Нагрузка на 1 м^2 перекрытия, кН

Вид нагрузки	Нормативная	γ_f	Расчетная
Постоянная:			
а) от массы пола	$g_n = 0,7$	1,3	$g_n = 0,91$
б) от массы панели	$g_{пан} = h_{red} \rho 10 = 0,075 \cdot 2,5 \cdot 10 = 1,875$	1,1	$g_{пан} = 2,063$
Итого:	$g^n = 2,575$		$g = 2,973$
временная:			
а) длительная	$p_{дл}^n = 7$	1,2	$p_{дл} = 8,4$
б) кратковременная	$p_{кр}^n = 1,5$	1,3	$p_{кр} = 1,95$
Итого:	$p = 8,5$	—	$p = 10,35$
Всего:			
а) длительная	$q_{дл}^n = g^n + p_{дл}^n = 9,575$	—	$q_{дл} = g + p_{дл} = 11,373$
б) кратковременная	$q_{кр}^n = p_{кр}^n = 1,5$	—	$p_{кр} = 1,95$
в) полная	$q^n = q_{дл}^n + q_{кр}^n = 11,075$	—	$q = q_{дл} + q_{кр} = 13,323$

Примечание: $\rho = 2,5 \text{ т/м}^3$ – средняя плотность железобетона; $h_{red} = 0,075 \text{ м}$ – приведенная толщина панели; 10 – округленное значение ускорения свободного падения, м/с^2 .

Высота сечения панели h должна быть подобрана так, чтобы наряду с условиями прочности были удовлетворены требования жесткости (предельных прогибов). Для панели без предварительного напряжения арматуры h можно определить по формуле:

$$h = \frac{c l R_s}{E_s} \cdot \frac{q_{дл}^n \theta + q_{кр}^n}{q^n}, \quad (3)$$

где c – коэффициент, учитывающий вид продольной арматуры; для пустотных панелей он равен 18...20, для ребристых с полкой в сжатой зоне – 30...34 (большие значения коэффициента c принимают при арматуре класса А300, меньшие – при арматуре класса А400);

$q_{дл}^n$ – длительно действующая нормативная нагрузка на 1 м^2 перекрытия (см. табл. 1);

$q_{кр}^n$ – то же, кратковременная (приводится в задании на проектирование);

q^n – то же, полная;

θ – коэффициент, учитывающий увеличение прогибов при длительном действии нагрузки; для пустотелых панелей $\theta = 2$; для ребристых панелей с полкой в сжатой зоне $\theta = 1,5$.

Затем назначаются остальные размеры сечения панели с учетом возможности размещения арматуры, требований к толщине защитных слоев и т.д.

В панелях с пустотами минимальная толщина полок составляет 25...30 мм, ребер – 30...35 мм; в ребристых панелях с ребрами, направленными вниз, толщина полки (плиты) принимается равной 50...60 мм (в зависимости от величины полезной нагрузки, расстояния между продольными ребрами, наличия поперечных ребер, а также исходя из условия обеспечения прочности на продавливание при действии сосредоточенных нагрузок), а ширина продольных ребер понизу 70...85 мм.

Все типы сборных панелей с точки зрения статического расчета представляют собой простую балку (рис. 4), загруженную равномерно распределенной нагрузкой, наибольшие усилия в которой:

$$M = pl^2/8; Q = pl/2, \quad (4)$$

где p – погонная равномерно распределенная расчетная нагрузка на панель, определяемая как

$$p = q b_n \gamma_n,$$

здесь q – полная расчетная равномерно распределенная нагрузка на 1 м^2 перекрытия (см. табл. 1);

b_n – номинальная ширина панели;

$\gamma_n = 0,95$ – коэффициент надежности по ответственности здания.

Сложные сечения (ребристые, пустотелые) в сборных панелях перекрытий при подборе продольной рабочей арматуры по изгибающему моменту в расчетах заменяются эквивалентными тавровыми (рис. 5). При этом полку, расположенную в растянутой зоне, в расчетах не учитывают. При расчете прочности по изгибающему моменту ширина ребра в расчетной схеме принимается равной суммарной ширине всех ребер панели, а расчетная ширина сжатой полки при $h_f'/h \geq 0,1$ обычно принимается равной полной ширине панели. Ширина свеса полки в каждую сторону от ребра всегда должна быть не более $1/6$ расчетного пролета панели. При малой толщине сжатой полки, когда $h_f'/h < 0,1$, ширина полки, вводимая в расчет, не должна превышать

$$b_f' = 12(n-1)h_f' + b,$$

где n – число ребер в поперечном сечении панели;

b – суммарная ширина ребер панели.

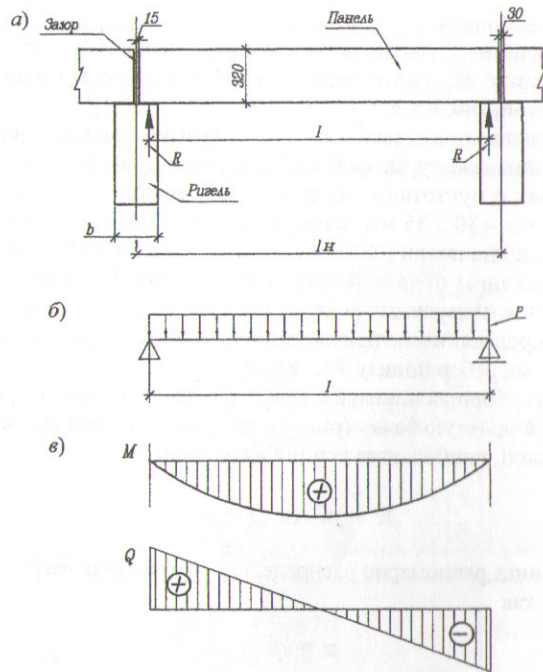


Рис. 4. Схема к расчету продольного ребра панели:

а – общий вид; б – расчетная схема; в – эпюра моментов; г – эпюра поперечных сил

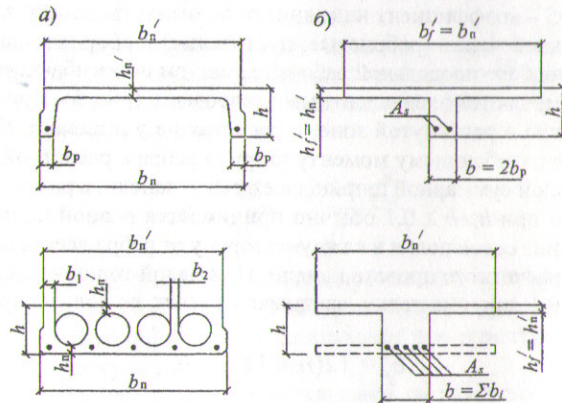


Рис. 5. Фактические (а) и эквивалентные (б) расчетные схемы поперечного сечения панели при расчете прочности

Площадь сечения продольной растянутой арматуры, которую следует разместить в продольных ребрах, в большинстве случаев определяют исходя из предположения, что нейтральная ось проходит в пределах толщины полки. Поэтому, определив $A_0 = M/(R_b b_f' h_0^2)$, по Приложению 3 находят ξ и η и проверяют выполнение условия $x = \xi h_0 \leq h_f'$. В случае выполнения последнего условия площадь сечения растянутой арматуры находят по формуле

$$A_s = M/(\eta h_0 R_s). \quad (5)$$

Для случаев, когда $x = \xi h_0 > h_f'$ и нейтральная ось пересекает ребро, расчет выполняют с учетом сжатия в ребре по рекомендациям [9, п. 3.5].

Расчетную ширину сечения ребристой панели с ребрами, направленными вверх (имеющей полку в растянутой зоне) принимают равной суммарной ширине ребер и расчет выполняют, как для прямоугольного сечения.

В ребристых панелях производят также расчет прочности верхней полки на местный изгиб. При отсутствии частых поперечных ребер из полки панели мысленно выделяют полосу шириной 1 м, расчет которой производится как частично защемленной по концам плиты с пролетом, равным расстоянию в свету между продольными ребрами (рис. 6) по моменту, вычисляемому по формуле

$$M = p_1 l_0^2 / 11,$$

где $p_1 = q \gamma_n$;

l_0 – расстояние в свету между продольными ребрами панели.

Полки ребристых панелей с поперечными промежуточными ребрами, с отношением длин их сторон в плане не более двух, рассчитывают, как плиты, опертые по контуру [5, п. 11.4.2].

Содержание рабочей арматуры в полке панели рекомендуется в пределах 0,3...0,8%. При выходе за эти пределы толщину полки необходимо скорректировать.

Поперечную арматуру, устанавливаемую в продольных ребрах панели, рассчитывают из условия прочности по наклонным сечениям на действие поперечных сил по [3, п. 6.2.33–6.2.34].

Расчет любого изгибаемого железобетонного элемента обычно начинается с проверки выполнения условия прочности по бетонной полосе между наклонными сечениями:

$$Q \leq \varphi_{b1} R_b b h_0, \quad (6)$$

где Q – поперечная сила в нормальном сечении элемента, принимаемая на расстоянии от опоры не более h_0 [4, п. 3.30];

φ_{b1} – опытный коэффициент, принимаемый равным 0,3.

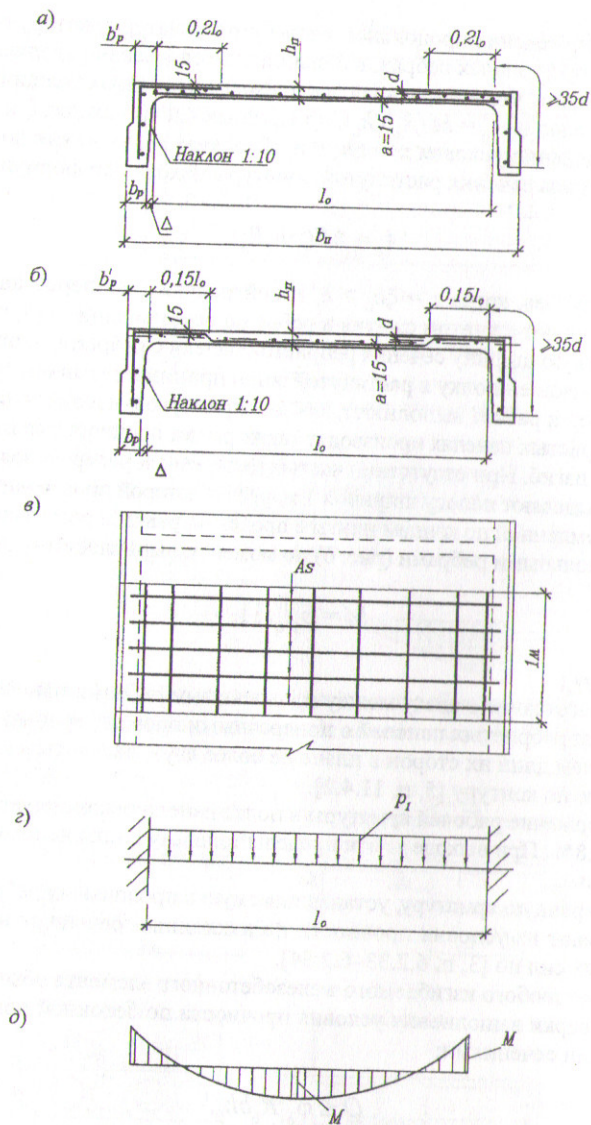


Рис. 6. Схемы к расчету полки панели:

а, б – схемы армирования полки панели; в – план панели и расчетная полоса;
 г – расчетная схема; д – эпюра моментов

Затем проверяется выполнение условия

$$Q \leq 0,5R_{bt}bh_0. \quad (7)$$

Если условие (7) не выполняется, то на рассматриваемом участке образуются наклонные трещины и требуется постановка поперечной арматуры по расчету. Тогда, пользуясь Приложением 2, из условий сварки задаются диаметром поперечных стержней в зависимости от принятого наибольшего диаметра продольных рабочих стержней, устанавливаемых в ребрах, а также назначают шаг поперечных стержней в соответствии с конструктивными требованиями, которые состоят в следующем.

В железобетонных элементах, в которых поперечная сила по расчету не может быть воспринята только бетоном, следует предусматривать установку поперечной арматуры с шагом не более $0,5h_0$ и не более 300 мм.

В балках и ребрах высотой 150 мм и более, а также в часторебристых плитах высотой 300 мм и более, на участках элемента, где поперечная сила по расчету воспринимается только бетоном, следует предусматривать установку поперечной арматуры с шагом не более $0,75h_0$ и не более 500 мм [3, п. 8.3.11]. Кроме того, шаг поперечных стержней, учитываемых в расчете, должен быть не более указанного в [4, п. 3.35]:

$$s_{\max} = R_{bt}bh_0^2/Q, \quad (8)$$

где Q – наибольшая поперечная сила на рассматриваемом участке.

В курсовом проекте в целях унификации размеров принимаемый шаг поперечных стержней должен быть кратен 50 или 25 мм.

Затем расчет изгибаемого элемента по наклонному сечению (рис. 7) на действие поперечных сил выполняют по условию

$$Q \leq Q_b + Q_{sw}, \quad (9)$$

где Q – поперечная сила в наклонном сечении с длиной проекции c на продольную ось элемента, определяемая в зависимости от всех внешних сил, действующих по одну сторону от рассматриваемого наклонного сечения; при вертикальной нагрузке, приложенной к верхней грани элемента, значение Q принимается в нормальном сечении на расстоянии c от опоры [4, п. 3.31];

Q_b – поперечная сила, воспринимаемая бетоном в наклонном сечении;

Q_{sw} – поперечная сила, воспринимаемая арматурой в наклонном сечении.

Поперечную силу Q_b определяют по формуле:

$$Q_b = \frac{\varphi_{b2}R_{bt}bh_0^2}{c}, \quad (10)$$

но принимают не более $2,5R_{bt}bh_0$ и не менее $0,5R_{bt}bh_0$; здесь коэффициент $\Phi_{b2} = 1,5$.

При подъеме, хранении (складировании), транспортировании и монтаже сборных панелей их расчетные схемы на действие нагрузки от собственного веса могут значительно отличаться от их расчетных схем в стадии эксплуатации. Неучет этого может привести к разрушению панелей. Поэтому последним этапом расчета панели по предельным состояниям первой группы являются проверка ее прочности на действие усилий, возникающих при подъеме, хранении, транспортировании и монтаже, и определение диаметра подъемных (строповочных) петель.

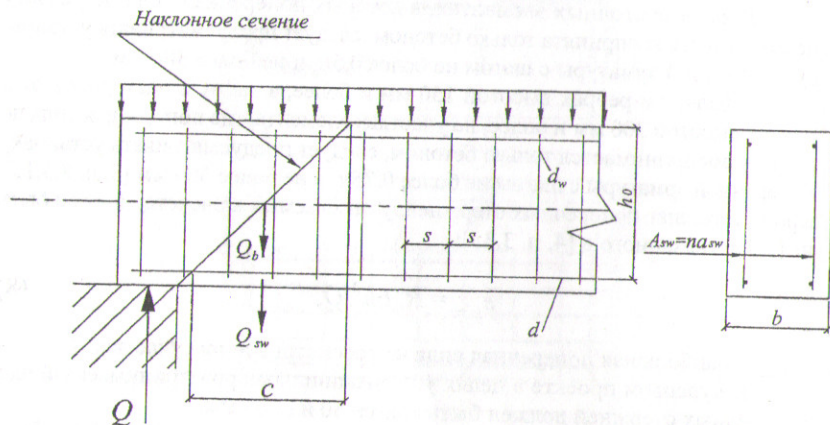


Рис. 7. Схема усилий при расчете продольного ребра панели по наклонному сечению на действие поперечных сил

Длину опирания панелей на кирпичные стены определяют из расчета кладки на смятие и принимают ее не менее 75 мм для панелей пролетом до 4 м и не менее 120 мм для панелей больших пролетов. В целях обеспечения целостности панелей при опирании на них вышележащих стен пустоты панелей в пределах опоры заделывают кирпичной кладкой или бетоном.

Затем выполняют расчет продольного ребра по раскрытию трещин, нормальных к продольной оси панели.

С целью выяснения необходимости выполнения расчета по раскрытию трещин, а также учета наличия трещин при расчете по деформациям сначала производят расчет продольного ребра панели по образованию трещин, нормальных к продольной оси элемента.

Этот расчет для изгибаемых элементов заключается в проверке выполнения условия

$$M \leq M_{crc}, \quad (11)$$

где M – изгибающий момент от внешней нормативной нагрузки;
 M_{crc} – изгибающий момент, воспринимаемый нормальным сечением элемента в момент времени, предшествующий образованию трещин.

Величину изгибающего момента M_{crc} через момент внутренних усилий из можно выразить как

$$M_{crc} = R_{bt,ser} W_{pl}, \quad (12)$$

где W_{pl} – момент сопротивления изгибу приведенного сечения элемента для нижнего растянутого волокна, определенный с учетом неупругих деформаций растянутого бетона.

W_{pl} для практических расчетов допускается ее определять по формуле

$$W_{pl} = W_{red}^H \gamma, \quad (13)$$

где γ – коэффициент, учитывающий влияние неупругих деформаций бетона растянутой зоны на сопротивление сечения; для определения значения γ можно пользоваться Приложением 4.

Упругий момент сопротивления изгибу приведенного сечения элемента для нижнего растянутого волокна вычисляется по формуле

$$W_{red}^H = I_{red} / y_t, \quad (14)$$

где I_{red} – момент инерции приведенного поперечного сечения относительно его центра тяжести, который определяется по формуле

$$I_{red} = I + I_s \alpha + I_s' \alpha. \quad (15)$$

В формулах (14) и (15):

I, I_s, I_s' – соответственно момент инерции сечения всего бетона, арматуры A_s, A_s' относительно центра тяжести сечения элемента;

α – коэффициент приведения арматуры к бетону; $\alpha = E_s / E_b$;

y_t – расстояние от наиболее растянутого волокна бетона до центра тяжести приведенного поперечного сечения элемента; y_t определяется по формуле

$$y_t = S_{red1-1} / A_{red}, \quad (16)$$

где S_{red-1} – статический момент площади приведенного поперечного сечения элемента относительно наиболее растянутого волокна бетона;

A_{red} – площадь приведенного поперечного сечения элемента

$$A_{red} = A + A_s \alpha + A_s' \alpha, \quad (17)$$

здесь A , A_s , A_s' – площадь поперечного сечения соответственно бетона, растянутой и сжатой арматуры.

Если неравенство (11) не выполняется, то необходим расчет по раскрытию трещин.

Расчет по раскрытию трещин сводится к проверке выполнения условия

$$a_{crc} \leq a_{crc,ult} \quad (18)$$

где a_{crc} – ширина раскрытия трещин от действия внешней нагрузки, определяемая по приводимой ниже формуле (19);

$a_{crc,ult}$ – предельно допустимая ширина раскрытия трещин.

Значения $a_{crc,ult}$ из условия обеспечения сохранности арматуры принимают равными:

0,3 мм – при продолжительном раскрытии трещин;

0,4 мм – при непродолжительном раскрытии трещин.

При наличии трещин, нормальных к продольной оси элемента, ширина их раскрытия для изгибаемых элементов без предварительного напряжения арматуры определяется по формуле

$$a_{crc} = \varphi_1 \varphi_2 \varphi_3 \psi_s \frac{\sigma_s}{E_s} l_s, \quad (19)$$

где σ_s – напряжение в нормальном сечении с трещиной в продольной растянутой арматуре крайнего ряда;

l_s – базовое (без учета влияния вида поверхности арматуры) расстояние между смежными нормальными трещинами; определяется по приводимой ниже формуле (21);

ψ_s – коэффициент, учитывающий неравномерное распределение относительных деформаций растянутой арматуры между трещинами; допускается принимать $\psi_s = 1$; если при этом неравенство (18) не удовлетворяется, значение ψ_s следует определять по формуле (24);

φ_1 – коэффициент, учитывающий продолжительность действия нагрузки, принимаемый равным:

1,0 – при непродолжительном действии нагрузки;

1,4 – при продолжительном действии нагрузки;

φ_2 – коэффициент, учитывающий профиль продольной арматуры, принимаемый равным:

0,5 – для арматуры периодического профиля;

0,8 – для гладкой арматуры (класса А240);

φ_3 – коэффициент, учитывающий характер нагружения, принимаемый равным:

1,0 – для изгибаемых элементов.

Значения напряжений σ_s в растянутой арматуре изгибаемых элементов от внешней нагрузки допускается определять по формуле

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s z}, \quad (20)$$

где z – расстояние от центра тяжести арматуры, расположенной в растянутой зоне сечения, до точки приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне элемента.

Для элементов прямоугольного, таврового (с полкой в сжатой зоне) и двутаврового поперечного сечения допускается принимать значение z равным $0,8h_0$.

Напряжения σ_s , определяемые по формуле (20), не должны превышать

$R_{s,ser}$. Значения базового расстояния между трещинами определяют по формуле

$$l_s = 0,5 \frac{A_{bt}}{A_s} d \quad (21)$$

и принимают не менее $10d$ и 10 см и не более $40d$ и 40 см (для элементов с рабочей высотой сечения не более 1 м). Здесь A_{bt} – площадь сечения растянутого бетона; A_s – площадь сечения растянутой ненапрягаемой арматуры; d – номинальный диаметр арматуры.

Высота растянутой зоны бетона y находится по формуле

$$y = y_i k, \quad (22)$$

где y_i – высота растянутой зоны бетона, определяемая как для упругого материала по приведенному сечению при коэффициенте приведения арматуры к бетону $\alpha = E_s/E_b$;

k – поправочный коэффициент, учитывающий неупругие деформации растянутого бетона и равный:

для прямоугольных сечений и тавровых с полкой в сжатой зоне – 0,9;

для двутавровых (коробчатых) сечений и тавровых с полкой в растянутой зоне – 0,95.

В любом случае значение A_{br} принимают равным площади сечения при ее высоте в пределах не менее $2a$ (здесь a – расстояние от ближайшей грани сечения до равнодействующей усилий в растянутой арматуре) и не более $0,5h$.

При различных диаметрах стержней растянутой арматуры значение d для подстановки в формулу (21) принимается равным

$$d = \frac{n_1 d_1^2 + \dots + n_k d_k^2}{n_1 d_1 + \dots + n_k d_k}, \quad (23)$$

где d_1, \dots, d_k – диаметры стержней растянутой арматуры;
 n_1, \dots, n_k – число стержней с диаметрами соответственно d_1, \dots, d_k .
 Значение коэффициента ψ_s для изгибаемых элементов допускается определять по формуле

$$\psi_s = 1 - 0,8 \frac{M_{crc}}{M}, \quad (24)$$

и принимать не менее 0,2 [4, п. 4.13]. Здесь M_{crc} – определяется по формуле (12); M – изгибающий момент от внешней нормативной нагрузки.

Полную ширину раскрытия трещин a_{crc} на уровне оси арматуры определяют в зависимости от продолжительности действия нагрузки и принимают: при продолжительном раскрытии:

$$a_{crc} = a_{crc,1}; \quad (25)$$

при непродолжительном раскрытии:

$$a_{crc} = a_{crc,1} + a_{crc,2} - a_{crc,3}, \quad (26)$$

где $a_{crc,1}$ – ширина раскрытия трещин от продолжительного действия постоянных и временных длительных нагрузок;

$a_{crc,2}$ – ширина раскрытия трещин от непродолжительного действия постоянных и временных (длительных и кратковременных) нагрузок;

$a_{crc,3}$ – ширина раскрытия трещин от непродолжительного действия постоянных и временных длительных нагрузок.

При отсутствии требований к конструкции по ограничению проницаемости и при выполнении условия

$$(M_{дл}^н - 0,8M_{crc}) / (M^н - 0,8M_{crc}) > 0,68$$

можно проверять только ширину продолжительного раскрытия трещин, а при невыполнении этого условия – только ширину непродолжительного раскрытия трещин [4, п. 4.14].

Определение прогиба панели производится, как для изгибаемого элемента постоянного по длине элемента поперечного сечения, имеющего на рассматриваемом участке трещины в растянутой зоне. Расчет сводится к проверке выполнения условия

$$f \leq f_{ult}, \quad (27)$$

где f – прогиб, определенный в результате расчета;
 f_{ult} – значение предельно допустимого прогиба железобетонного элемента.

При ограничении прогибов эстетическими требованиями расчет ведут на действие постоянной и длительной нормативных нагрузок.

Кривизну изгибаемых элементов $\frac{1}{r}$ от действия соответствующих нагрузок определяют по формуле

$$\frac{1}{r} = \frac{M}{D}, \quad (28)$$

где M – изгибающий момент от нормативной внешней нагрузки;
 D – изгибная жесткость приведенного поперечного сечения элемента, определяемая по формуле

$$D = E_{b1} I_{red}, \quad (29)$$

где E_{b1} – модуль деформации сжатого бетона, определяемый в зависимости от продолжительности действия нагрузки;

I_{red} – момент инерции приведенного поперечного сечения относительно его центра тяжести, который определяется по общим правилам сопротивления упругих материалов с учетом площади сечения бетона только сжатой зоны, площади сечения арматуры, расположенной в растянутой зоне сечения, с коэффициентом приведения арматуры к бетону α_{s2} :

$$I_{red} = I_b + I_s \alpha_{s2}, \quad (30)$$

где I_b, I_s – моменты инерции площади сечения соответственно сжатой зоны бетона, арматуры, расположенной в растянутой зоне, взятые относительно центра тяжести приведенного без учета бетона растянутой зоны поперечного сечения;

$$I_s = A_s(h_0 - x)^2.$$

Иногда расчет прогибов может быть упрощен. Для некоторых наиболее распространенных случаев загрузки элементов постоянного поперечного сечения при отношении длины пролета к высоте сечения $l/h \geq 10$ и при однозначной эпюре изгибающих моментов прогиб допускается определять, вычисляя кривизну только для наиболее напряженного сечения и принимая кривизны для остальных сечений изменяющимися пропорционально значениям изгибающих моментов. Для свободно опертых или консольных элементов наибольший прогиб определяется по формуле

$$f = sl^2 \left(\frac{1}{r} \right)_{\max}, \quad (31)$$

где $\left(\frac{1}{r} \right)_{\max}$ – полная кривизна в сечении с наибольшим изгибающим моментом;

s – коэффициент, зависящий от схемы загрузки и условий опирания, принимаемый по Приложению 6.

При расчете прогибов изгибаемых элементов в случае, когда $A_s' = 0$, положение нейтральной оси (средняя высота сжатой зоны бетона) может быть найдено из уравнения

$$S_{b0} = \alpha_{s2} S_{s0}, \quad (32)$$

где S_{b0} и S_{s0} – статические моменты соответственно сжатой зоны бетона и растянутой арматуры относительно нейтральной оси.

При определении положения нейтральной оси по уравнению (32) для тавровых сечений с полкой в сжатой зоне могут встретиться два случая: нейтральная ось проходит внутри полки или пересекает ребро. Для распознавания расчетного случая в уравнение (32) подставляют $x = h_r'$ и если получается при этом $S_{b0} \geq \alpha_{s2} S_{s0}$, то расчет ведут в предположении, что нейтральная ось проходит внутри полки. В противном случае считают, что нейтральная ось пересекает ребро.

Ригель балочного сборного перекрытия здания с полным или неполным каркасом представляет собой элемент рамной конструкции. Ригели конструируют из однопролетных сборных элементов, объединяемых при монтаже в неразрезную систему. Форма поперечного сечения ригеля – прямоугольная или тавровая, с полкой вверху либо внизу (рис. 1, д). При опирании панелей перекрытия на нижние полки ригеля таврового сечения строительная высота перекрытия уменьшается. Пример армирования полок, расположенных в растянутой зоне, показан на рис. 8.



Рис. 8. Армирование полок ригеля, расположенных в растянутой зоне

В зданиях с неполным каркасом (при свободном опирании концов ригелей на стены) ригель можно рассчитывать как неразрезную многопролетную балку на воздействие равномерно распределенной нагрузки при сплошных и многопустотных панелях и при ребристых (в случае, когда уложено не менее четырех панелей в пролете) или на воздействие сосредоточенных нагрузок – при ребристых (в случае, когда уложено менее четырех панелей в пролете).

Для предварительного определения собственного веса ригеля размеры его сечения принимают $h = (1/10 \dots 1/15)l$; $b = (0,3 \dots 0,4)h$.

Для грузовой полосы, ширина которой равна шагу сетки колонн поперек ригеля, определяют постоянную нагрузку g на 1 м, включающую в себя нагрузку от массы пола и панелей, а также от массы ригеля, и временную нагрузку v на 1 м. За расчетный пролет l для средних пролетов принимают расстояние между осями колонн, а для крайних – расстояние от середины площадки опирания ригеля на стену до оси колонны.

Изгибающие моменты и поперечные силы в неразрезной балке при равных или отличающихся друг от друга не более чем на 20% длины пролетах определяют по формулам:

при равномерно распределенной нагрузке:

$$M = (\alpha g + \beta v)l^2; Q = (\gamma g + \delta v)l; \quad (33)$$

при сосредоточенных нагрузках

$$M = (\alpha G + \beta V)l; Q = \gamma G + \delta V, \quad (34)$$

где α, β – табличные коэффициенты для определения M от соответствующих нагрузений постоянной g или G и временной v или V нагрузками; γ и δ – табличные коэффициенты для определения Q от соответствующих нагрузений постоянной g или G и временной v или V нагрузками.

Для трехпролетных балок с равными пролетами значения этих коэффициентов приведены в Приложении 5. Для балок, имеющих 2, 4 или 5 равных или отличающихся друг от друга не более чем на 20% длины пролетов коэффициенты для определения M и Q имеются, например, в [11].

Изгибающие моменты и поперечные силы вычисляют для различных схем загрузки ригеля временной нагрузкой, причем постоянная нагрузка входит в каждую комбинацию нагрузок. Огибающие эпюры M и Q , построенные на основе отдельных загрузок, показаны на рис. 9, а, б.

Построение эпюры моментов по параболом (при равномерно распределенной нагрузке) с учетом того, что на расстоянии $0,25l$ от опор ординаты равны $0,75M_0$ (где $M_0 = (g + v)l^2/8$), приведено на рис. 9, в.

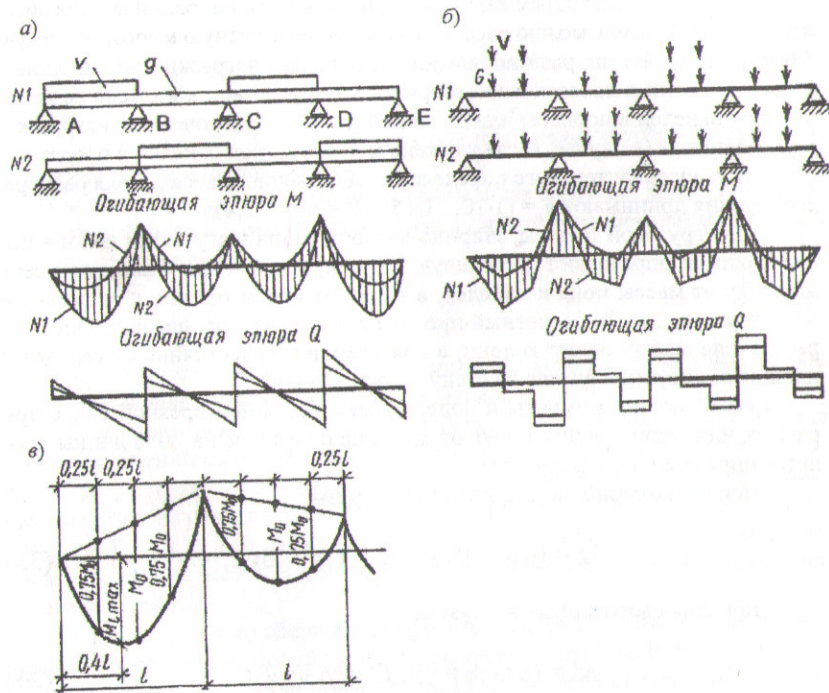


Рис. 9. Схемы загрузки и эпюры моментов и поперечных сил ригеля: а – при равномерно распределенной нагрузке; б – при сосредоточенных нагрузках; в – построение эпюры моментов по параболом, отвечающим действию равномерно распределенной нагрузки

При расположении временной нагрузки через один пролет наибольшие изгибающие моменты возникают в пролетах, загружаемых временной нагрузкой; при расположении временной нагрузки в двух смежных пролетах и далее через один пролет возникают наибольшие по абсолютному значению изгибающие моменты на опоре.

В неразрезном ригеле целесообразно ослабить армирование опорных сечений и упростить монтажные стыки. С этой целью по полученным эпюрам моментов производят перераспределение изгибающих моментов (учет пластических деформаций). Перераспределение сводится к добавлению к эпюрам, на которых опорные моменты имеют наибольшие значения, добавочных треугольных эпюр (рис. 10); при этом наименьшее значение «перераспределенного» опорного изгибающего момента должно быть не менее 70% от полученного по упругому расчету.

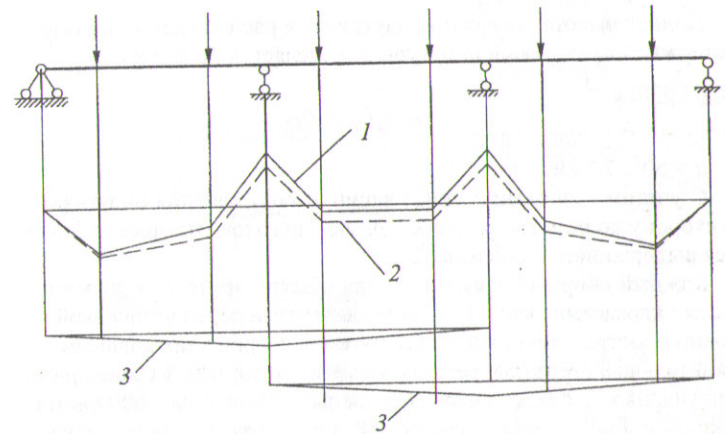


Рис. 10. Перераспределение изгибающих моментов в многопролетной неразрезной балке путем добавления надопорных моментов: 1 – эпюра моментов упругой системы; 2 – перераспределенная эпюра; 3 – треугольные эпюры от надопорных добавочных моментов

Конструктивный расчет ригеля начинается с уточнения предварительно принятой высоты сечения h , которая назначается одинаковой во всех пролетах по опорному изгибающему моменту при $\xi = 0,35$, поскольку на опоре момент определен с учетом образования так называемого пластического шарнира. Принятое же сечение ригеля следует затем проверить по пролетному моменту (если он больше опорного) так, чтобы относительная высота сжатой зоны была $\xi < \xi_R$ и исключалось переармированное неэкономичное сечение.

Однако опасным сечением ригеля у опоры является сечение не по оси опоры, а по грани колонны, где величина изгибающего момента

$$M_{Bгр} = M_B - Q_B^n h_k / 2, \quad (35)$$

где Q_B^n – поперечная сила, действующий по оси опоры B (колонны) справа; h_k – высота сечения колонны в направлении пролета ригеля.

По изгибающему моменту $M_{Bгр}$ определяется рабочая высота ригеля:

$$h_0 = \sqrt{\frac{M_{Bгр}}{A_0 R_b b}}, \quad (36)$$

где $A_0 = 0,289$ при $\xi = 0,35$.

Полная высота ригеля при двухрядном расположении по высоте сечения стержней продольной арматуры определяется по формуле

$$h = h_0 + a,$$

где $a = 50 \dots 70$ мм.

С учетом требований унификации высоту сечения округляют в большую сторону до размера, кратного 50 мм. При этом отношение h/b рекомендуется выдерживать в пределах 2...3.

Каждый сборный элемент ригеля обычно армируют двумя плоскими сварными каркасами (рис. 11, а), объединяемыми перед установкой в опалубку в один пространственный каркас путем приварки к продольным стержням соединительных стержней, расстояния между которыми у граней ригеля, перпендикулярных плоскости изгиба, должны быть не более 600 мм и не более удвоенной ширины грани элемента. При значительных нагрузках возможна установка третьего каркаса в средней части пролета.

Сечение продольной рабочей арматуры подбирают по изгибающим моментам в четырех нормальных сечениях: в первом и средних пролетах, на первой промежуточной опоре и на средней опоре (при количестве пролетов 4 и более). В поперечных сечениях ригеля эта арматура размещается обычно по высоте сечения в два ряда и более.

Расчет поперечной арматуры по Q ведут для трех наклонных сечений: у первой промежуточной опоры слева и справа и у крайней опоры.

По мере удаления от расчетных сечений ординаты огибающей эпюры моментов уменьшаются. Следовательно, может быть уменьшена и площадь сечения продольной арматуры. Для этого в целях экономии арматурной стали часть продольных стержней обрезают в соответствии с изменением огибающей эпюры моментов.

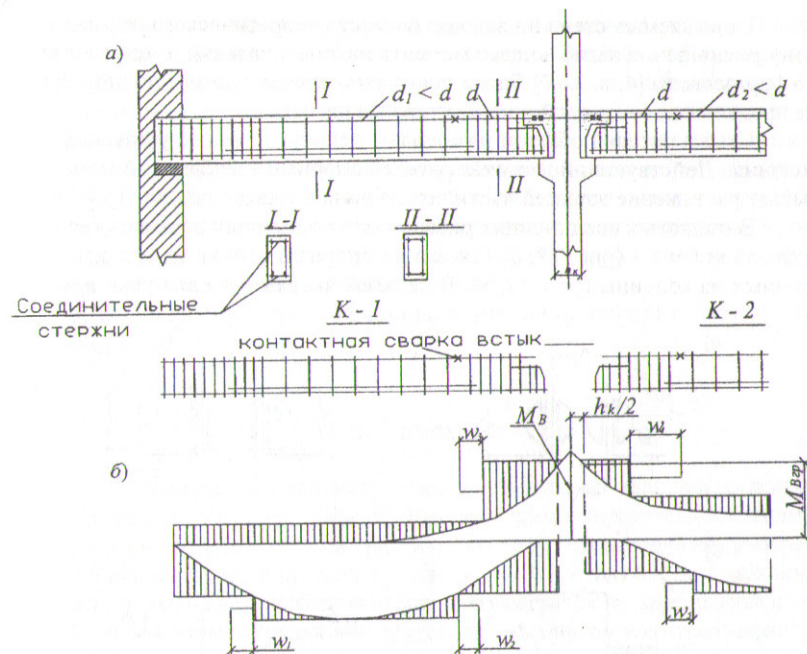


Рис. 11. Армирование ригеля (а) и эпюра арматуры (б)

Для проверки прочности всех нормальных сечений ригеля и экономичности его армирования строят эпюру арматуры (эпюру материалов), показанную на рис. 11, б. Ординаты ее вычисляют как моменты внутренних сил в рассматриваемых сечениях ригеля по формуле

$$M = R_s A_s z_b, \quad (37)$$

где A_s – площадь сечения растянутой арматуры в рассматриваемом сечении; z_b – плечо внутренней пары сил.

Поперечное сечение, в котором отдельный растянутый стержень по расчету уже не нужен, называют местом его теоретического обрыва.

Эпора арматуры в местах теоретического обрыва стержней имеет ступенчатое очертание с вертикальными уступами. Там, где эпюра арматуры значительно отходит от эпюры моментов, имеет место избыточный запас прочности (избыток растянутой арматуры), а в местах, где горизонтальная линия эпюры арматуры пересекает эпюру моментов, прочность сечения недостаточна.

Обрываемые стержни заводят за место теоретического обрыва в сторону уменьшения изгибающего момента на длину заделки w , определяемую по формулам из [4, п. 3.47]. Затем производят расчеты ригеля по второй группе предельных состояний и на монтажные нагрузки.

Стыки ригелей обычно размещают непосредственно у боковой грани колонны. Действующий в стыках ригелей опорный изгибающий момент вызывает растяжение верхней части его сечения и сжатие нижней (рис. 12, а).

В стыковых соединениях ригель может опираться на железобетонную консоль колонны (рис. 12, б) или же на опорный столик из уголков, выпущенных из колонны (рис. 12, в). В верхней части стыка выпуски арматуры

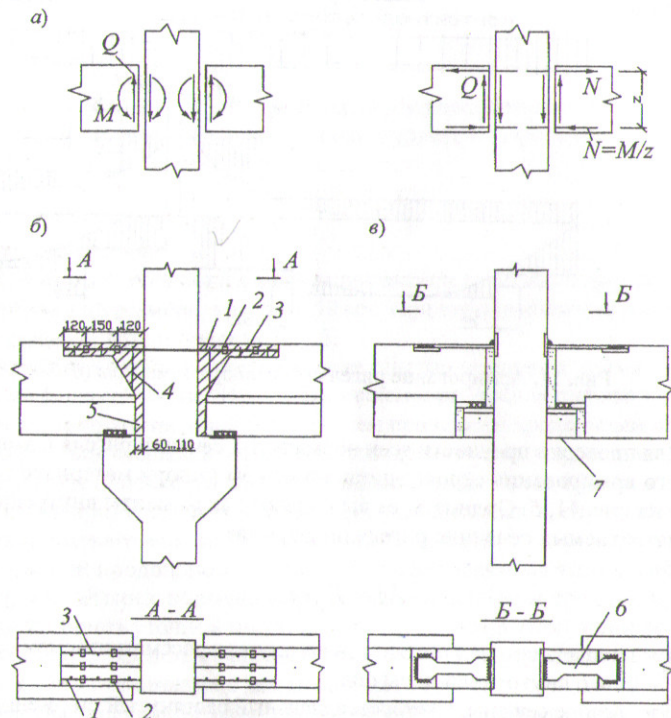


Рис. 12. Конструктивные решения стыков сборного ригеля с колонной:

- а – усилия, действующие в стыке; б – жесткий стык на консолях; в – скрытый стык на консолях; 1 – арматурные выпуски из колонны и ригеля; 2 – ванная сварка; 3 – вставка арматуры; 4 – поперечные стержни, привариваемые на монтаже; 5 – бетон замоноличивания; 6 – фигурная деталь «рыбка», привариваемая при монтаже; 7 – стальная закладная деталь (опорный столик для уголков)

из колонны и ригеля соединяют вставкой арматуры 3 на ванной сварке 2. В нижней части стыка закладные детали колонны и ригеля соединяют монтажными швами. После приварки монтажных хомутов 4 полость стыка бетонируют.

Скрытые стыки на консолях (с подрезкой торца ригеля) считаются шарнирными, фигурная же стальная накладка 6, привариваемая при монтаже, обеспечивает восприятие небольшого изгибающего момента (≈ 50 кН·м).

Иногда, кроме того, применяются бесконсольные стыки, поперечная сила в которых воспринимается бетоном замоноличивания полости и бетонными шпонками, образующимися в призматических углублениях на боковой поверхности колонны и в торце элемента ригеля.

Более подробные сведения по проектированию ригеля имеются в источниках [7, 10].

1.2. Колонны

В курсовом проекте рассматриваются 3–6-этажные здания с неполным железобетонным каркасом и наружными несущими кирпичными стенами. Эти здания имеют жесткую конструктивную схему, что определяется их размерами в плане. В таких зданиях элементы каркаса, в том числе и колонны, работают только на восприятие вертикальных нагрузок от перекрытий и покрытия. Упомянутые нагрузки передаются на колонны ригелями перекрытий и покрытия. Ригели, как правило, проектируют равнопролетными, с учетом их жесткого сопряжения с колоннами и шарнирного опирания на несущие стены. В этих условиях в поперечных сечениях колонн, кроме продольных сжимающих сил, при неравномерном нагружении ригелей возникают изгибающие моменты, которые обычно невелики, так как погонная жесткость ригелей, как правило, больше погонной жесткости колонн.

Колонна многоэтажного здания, как правило, по высоте подразделяется на отдельные сборные элементы или монтажные единицы. В местах опирания ригелей на колонны в последних предусматривается устройство консолей.

Применяется одноэтажная или двухэтажная разрезка колонн с устройством стыков на расстоянии 0,5...1 м от уровня верха панелей перекрытий (рис. 13).

Ствол колонны армируют сварными пространственными или плоскими каркасами, состоящими из продольных и поперечных стержней. Размеры и армирование консолей определяются расчетом и конструктивными требованиями нормативных документов.

Примерная последовательность расчета колонны:

1. Назначаются классы бетона и арматуры. Задаются технологические условия изготовления арматурных изделий. Выписывают из нормативных документов [3] или [4] значения расчетных характеристик принятых материалов.

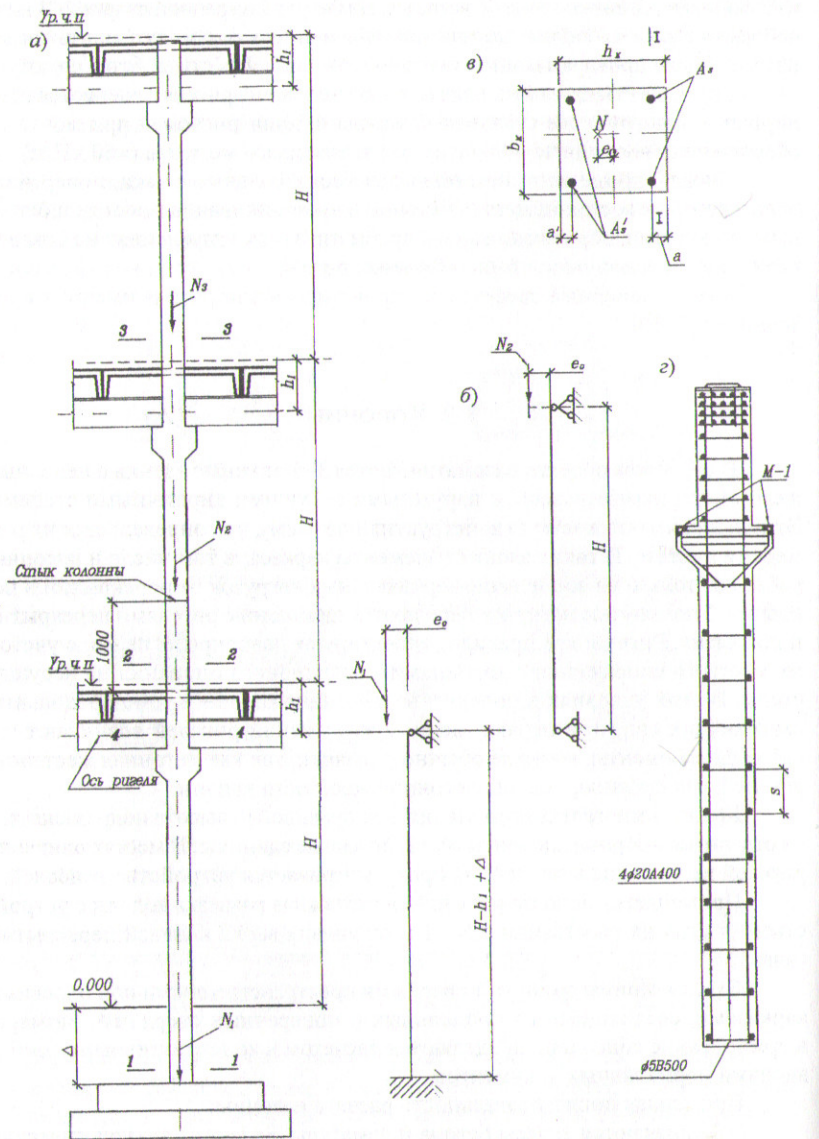


Рис. 13. Схема к проектированию колонны:

а – общий вид; б – расчетная схема; в – сечение; з – армирование монтажной единицы

2. Назначаются предварительно размеры поперечного сечения колонны и вычисляется ее собственный вес. Производится сбор нагрузок на колонну.

3. Вычисляются продольные сжимающие силы, действующие в расчетных сечениях на каждом этаже.

4. Определяются расчетные схемы колонны для каждого этажа и определяются их расчетные длины.

5. Из расчета по несущей способности (на воздействия в период эксплуатации) уточняется требуемая площадь бетонного сечения колонны и определяется требуемая площадь продольной рабочей арматуры; по сортаменту арматуры подбирается диаметр продольных стержней; назначаются диаметр и шаг поперечной арматуры.

6. Производится расчет колонны на усилия, возникающие при транспортировании и монтаже; этим расчетом проверяется и, если необходимо, корректируется продольное армирование, назначенное согласно п. 5.

7. Выполняется расчет стыкового соединения колонны.

8. Выполняется расчет консоли.

9. Производится конструирование колонны, включая консоль.

Класс бетона по прочности на сжатие для колонны в соответствии с [3, п. 5.1.5] рекомендуется принимать не ниже В15.

Продольную рабочую арматуру колонн и арматуру консолей принимают из горячекатаной арматурной стали класса А400, поперечную арматуру и монтажные петли – из стали класса А240, закладные детали – из стали марки С38/23, сетки косвенного армирования – из стали класса А400 или обыкновенной холоднотянутой проволоки класса В500.

Нагрузку на колонну с учетом ее собственного веса определяют от опирающихся на нее ригелей вышележащих перекрытий и покрытия.

Грузовая площадь, с которой собирается нагрузка на колонну:

$$F = l \times l_n \quad (38)$$

Перед сбором нагрузок сечения колонн предварительно назначают квадратными с размерами в пределах от 300×300 до 400×400 мм (в зависимости от величины временной полезной нагрузки и этажности здания).

Расчетная нагрузка от собственной массы колонны (кН) с учетом коэффициента надежности по ответственности здания $\gamma_n = 0,95$ в пределах одного этажа вычисляется по формуле:

$$g_i = H_i h_k b_k \rho \cdot 10 \gamma_n \quad (39)$$

где H_i – высота колонны в пределах рассматриваемого этажа;
 h_k и b_k – соответственно высота и ширина поперечного сечения колонны;
 ρ – средняя плотность железобетона;
 10 – округленное значение ускорения свободного падения, м/с²;
 γ_f – коэффициент надежности по нагрузке; $\gamma_f = 1,1$.

Постоянная нагрузка от перекрытия одного этажа, приходящаяся на рассматриваемую колонну, G_p , складывается из нагрузок от массы перекрытия, ригеля и веса колонны в пределах одного этажа.

Полная временная нагрузка на колонну от перекрытия одного этажа с учетом коэффициента $\gamma_n = 0,95$ вычисляется по формуле:

$$P_i = (P_{дл} + P_{кр})F\gamma_n, \quad (40)$$

где $P_{дл}$ и $P_{кр}$ — соответственно расчетная длительная и кратковременная временные нагрузки на 1 м^2 междуэтажного перекрытия, значения которых берутся из табл. 1.

Аналогично определяются нагрузки от покрытия.

После этого вычисляются продольные сжимающие усилия, действующие в расчетных сечениях колонны на каждом этаже.

Для колонны первого этажа в случае полного нагружения всех перекрытий временной нагрузкой за расчетное принимают сечение 1–1, расположенное у верхнего обреза фундамента. Учитывая изгибающий момент, возникающий в поперечных сечениях колонны при полосовом нагружении перекрытия первого этажа временной нагрузкой через пролет, за расчетное принимают сечение 4–4 по рис. 13, а, расположенное на уровне оси ригеля перекрытия этого этажа. Для колонн остальных этажей за расчетные сечения, в случае полного нагружения всех перекрытий временной нагрузкой, принимают сечения, находящиеся немного выше уровня перекрытия над нижерасположенным этажом.

При сплошной временной нагрузке по всей грузовой площади перекрытия величины продольных расчетных усилий, действующих в расчетном сечении колонны рассматриваемого i -го этажа, определяются по формулам:

$$N_{длi} = G^{\text{пок}} + P_{дл}^{\text{пок}} + (g + P_{дл})F\gamma_n(n - i) + g_i(n - i + 1); \quad (41)$$

$$N_{кри} = P_{кр}^{\text{пок}} + P_{кр}F\gamma_n(n - i), \quad (42)$$

где $N_{длi}$, $N_{кри}$ — соответственно длительно действующее и кратковременно действующее продольное усилие в расчетном сечении колонны;

$G^{\text{пок}}$ — постоянная нагрузка от покрытия;

$g, P_{дл}, P_{кр}$ — см. табл. 1;

$P_{дл}^{\text{пок}}$ и $P_{кр}^{\text{пок}}$ — соответственно длительно действующая и кратковременно действующая часть временной нагрузки на покрытие здания;

g_i — нагрузка от массы колонны одного этажа;

n — общее число этажей проектируемого здания, включая подвальный;

i — порядковый номер этажа, считая снизу, колонна которого рассчитывается.

Если покрытие здания на промежуточные колонны не опирается, то в формулах (41) и (42) нагрузки от покрытия и колонны верхнего этажа не учитываются.

Полная величина расчетного продольного усилия в расчетном сечении колонны рассматриваемого этажа определяется по формуле:

$$N_i = N_{длi} + N_{кри}. \quad (43)$$

Однако, как показывает практика расчета, в некоторых случаях для колонны может оказаться невыгодным полосовое нагружение перекрытия над первым этажом временной нагрузкой через пролет.

Расчетная длина l_0 элементов колонны многоэтажного здания при количестве пролетов не менее двух и соединениях ригелей и колонн, рассматриваемых как жесткие, при сборных перекрытиях принимается для всех этажей, кроме первого, равной H (здесь H — высота этажа или расстояние между центрами узлов по рис. 13, а, т. е. коэффициент приведения длины $\mu = 1$). Для нижнего звена колонны с шарнирным несмещаемым опиранием на одном конце и с податливой (допускающий ограниченный поворот) заделкой на другом конце $l_0 = 0,9H$.

Площадь поперечного сечения колонны A при нагружении междуэтажных перекрытий сплошной временной нагрузкой по всей грузовой площади можно окончательно определить из условия

$$A \geq \frac{N_i}{0,9(R_b + 0,01R_{sc})}, \quad (44)$$

где N_i — полное расчетное продольное усилие в колонне первого этажа в сечении 1–1 у верха фундамента.

Поперечное сечение колонны обычно принимают квадратным и находят размеры сечения h_k по формуле

$$h_k = \sqrt{A}. \quad (45)$$

Размеры сечения колонны принимают одинаковыми для всех этажей. С учетом требований унификации они должны быть кратны 50 мм. Затем переходят к определению площадей сечения продольной рабочей арматуры в расчетных сечениях колонны, которая подбирается, как во внецентренно сжатых элементах с симметричным армированием ($A_s = A'_s$), и располагается в сечениях колонны в соответствии с рис. 13, в. Расчет ведут методом последовательных приближений, добиваясь того, чтобы разность между первоначально принятым и полученным значением коэффициента армирования не превышала 0,005. В курсовом проекте можно ограничиться вторым приближением.

Методика подбора симметричной арматуры изложена в [4, п. 3.56, 3.57] и проиллюстрирована далее в примере расчета настоящего учебного пособия.

Далее по сортаменту арматуры (Приложение 1) подбирают диаметр и количество (4, 6 или 8 штук) продольных стержней диаметром не менее 16 мм, исходя из того, что суммарная площадь их поперечного сечения должна быть не менее требуемой по расчету и не менее минимально допустимой [3, п. 8.3.4]. Продольные рабочие стержни размещают у граней колонны, перпендикулярных плоскости изгиба. Диаметр поперечных стержней арматурного сварного каркаса колонны назначается в соответствии с Приложением 2. Шаг этих стержней s должен приниматься не более 500 мм и не более $15d$ (d – диаметр сжатой продольной арматуры). Если площадь сечения сжатой продольной арматуры, устанавливаемой у одной из граней элемента, более 1,5%, поперечную арматуру следует устанавливать с шагом не более 300 мм и не более $10d$ [3, п. 8.3.12].

Полученное таким образом значение s округляется в меньшую сторону до размера, кратного 50 мм.

Сборная колонна обычно состоит из двух звеньев, объединенных стыком. Стык колонны с торцевыми стальными листами толщиной $\delta \geq 10$ мм и центрирующей прокладкой толщиной 3...5 мм и размерами в плане, равными $1/3 \dots 1/4$ размера поперечного сечения колонны, располагается в пределах второго или третьего этажа (см. рис. 13) на расстоянии 0,5...1 м от верха панелей перекрытия.

Сжимающие усилия с верхнего звена колонны на нижнее передаются через центрирующую прокладку и сварные швы по контуру торцевых листов, т. е. неполным сечением, что может привести к смятию бетона в этом месте. Кроме того, продольная арматура обрывается в зоне стыка. Поэтому для предотвращения смятия бетона концы стыкуемых звеньев колонны снабжаются косвенным армированием в виде поперечных сварных сеток.

Из-за случайных эксцентриситетов и неточностей монтажа детали стыка могут оказаться перегруженными. В связи с этим производится расчет на усилие

$$N_c = 1,5N_2.$$

При расчете предполагается, что благодаря гибкости торцевых листов, деформирующихся при передаче давления, напряжения в бетоне вне центрирующей прокладки и сварных швов по периметру резко падают. Принимаем, что напряжения в бетоне по всей площади контакта одинаковы и равны приведенному с учетом косвенной арматуры в зоне местного сжатия расчетному сопротивлению бетона сжатию $R_{bs,loc}$, а вне ее пределов равны нулю. Давление через стальную лист распространяется под углом, тангенс которого равен 1,5 (см. рис. 14, б).

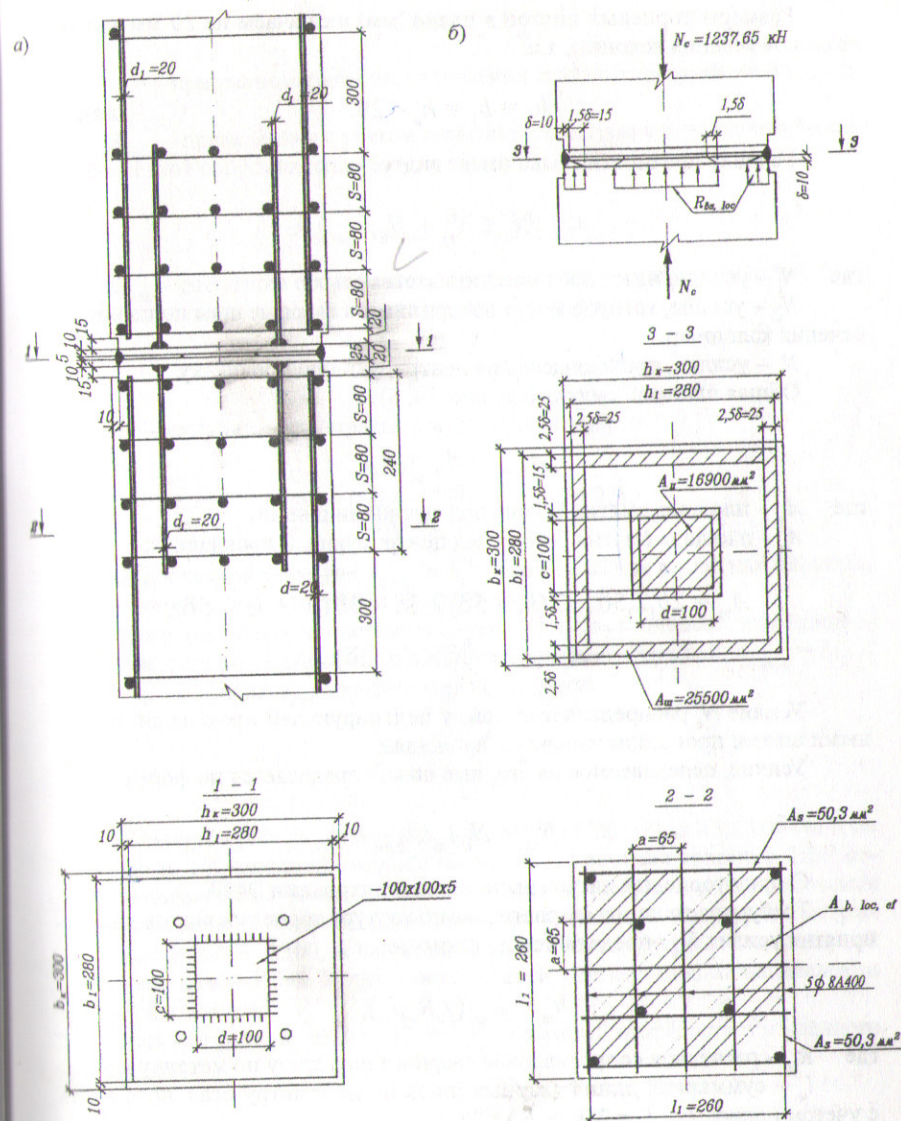


Рис. 14. Схема к расчету стыка колонны:
а – конструкция стыка; б – расчетная схема

Размеры торцевых листов в плане, мм, назначаем на 20 мм меньше размеров сечения колонны, т. е.

$$h_1 = b_1 = h_k - 20.$$

Условие прочности стыка имеет вид:

$$N_c \leq N_{ш} + N_{п},$$

где N_c – усилие, на которое рассчитывается стык;
 $N_{ш}$ – усилие, которое могут воспринимать сварные швы по периметру сечения колонны;

$N_{п}$ – усилие, приходящееся на центрирующую прокладку.
 Общая площадь смятия (см. рис. 14, б):

$$A_{b,loc} = A_{ш} + A_{п},$$

где $A_{ш}$ – площадь смятия бетона под сварными швами;
 $A_{п}$ – площадь смятия бетона под центрирующей прокладкой;

$$A_{ш} = 2b_1 2,5\delta + 2(h_1 - 5\delta) 2,5\delta = 5\delta(b_1 + h_1 - 5\delta);$$

$$A_{п} = (c + 3\delta)(d + 3\delta).$$

Усилие N_c распределяется между центрирующей прокладкой и сварными швами пропорционально их площадям.

Усилие, передаваемое на сварные швы, определяется по формуле:

$$N_{ш} = N_c A_{ш} / A_{b,loc}.$$

Сварку торцевых листов выполняют электродами Э42А.

Требуемая толщина сварного шва по контуру торцевых листов для восприятия усилия $N_{ш}$ определяется по формуле

$$h_{ш} = N_{ш} / (\gamma_c R_{wf} l_w),$$

где R_{wf} – расчетное сопротивление сварного шва срезу по металлу шва;
 l_w – суммарная длина сварных швов по периметру стального листа с учетом непровара; $l_w = 2(h_1 + b_1) - 10$, мм.

Принимают $h_{ш} \geq 4$ мм.

По [3, п. 6.2.45] производим проверку прочности бетона, усиленного поперечными сварными сетками, на смятие по условию

$$N_c \leq \psi R_{bs,loc} A_{b,loc},$$

где $\psi = 1$ при равномерном распределении местной нагрузки по площади смятия;

$R_{bs,loc}$ – приведенное с учетом косвенной арматуры в зоне местного сжатия расчетное сопротивление бетона сжатию;

$$R_{bs,loc} = R_{b,loc} + 2\varphi_{s,xy} R_{s,xy} \mu_{s,xy},$$

где $R_{b,loc}$ – расчетное сопротивление бетона сжатию при местном действии сжимающей силы, которое определяется по формуле:

$$R_{b,loc} = \varphi_b R_b,$$

здесь φ_b – коэффициент, определяемый по формуле:

$$\varphi_b = 0,8 \sqrt{\frac{A_{b,max}}{A_{b,loc}}}; \quad 1 \leq \varphi_b \leq 2,5.$$

В последней формуле $A_{b,max} = h_k^2$ – максимальная расчетная площадь, определяемая в соответствии с [3, п. 6.2.44].

Площадь бетона, заключенная внутри контура сеток косвенного армирования (см. рис. 14), если считать ее по осям крайних стержней, $A_{b,loc,ef} = l_1 l_2$.

Коэффициент $\varphi_{s,xy}$ определяется по формуле

$$\varphi_{s,xy} = \sqrt{\frac{A_{b,loc,ef}}{A_{b,loc}}}.$$

Размеры ячеек сетки должны находиться в пределах 45...100 мм и не превышать 1/4 меньшей стороны поперечного сечения колонны. Шаг сеток s назначается не более 150 мм и не более 1/3 меньшей стороны сечения и в то же время не менее 60 мм. Сетки выполняются из арматурных стержней классов А240, А300, А400 диаметром не более 14 мм и холоднотянутой проволоки класса В500. Количество стержней в сетке в каждом направлении должно быть $n \geq 4$.

Для квадратной сетки при $l_1 = l_2 = l$ объемный коэффициент косвенного армирования:

$$\mu_{s,xy} = 2n A_s l / (A_{b,loc,ef} s).$$

На конечном участке каждого стыкуемого звена колонны ставится не менее четырех сварных сеток. Они должны располагаться по длине, счи-

тая от торца элемента, не менее $10d_1$ (см. рис. 14, а), d_1 – диаметр продольных рабочих стержней верхнего звена колонны. Первая сетка должна отстоять от торцевого стального листа на 20 мм.

Расчет колонны на усилия, возникающие в процессе транспортирования и монтажа, производится по рекомендациям [5, с. 271–273].

Консоли колонн считаются короткими при выполнении условия $l_0 \leq 0,9h_0$ (рис. 15).

Последовательность проектирования консолей:

- 1) определяются усилия;
- 2) назначаются размеры консоли l и h по расчету и в соответствии с конструктивными требованиями;
- 3) определяется требуемая площадь верхней продольной рабочей арматуры.

Вылет консоли l должен быть не менее необходимой длины опирания ригеля на консоль, определяемой из расчета на смятие бетона по площади опирания ригеля, плюс величина зазора $\delta \geq 50$ мм между торцом ригеля и гранью колонны:

$$l \geq l_{sup} + \delta = \frac{Q}{R_b b_p} + \delta, \quad (46)$$

где Q – наибольшая по абсолютной величине поперечная сила, действующая по оси колонны;

R_b берется по наиболее низкому классу бетона для ригеля и колонны;

b_p – ширина ригеля.

Размер вылета консоли l принимается по конструктивным соображениям не менее 200 мм [5, с. 302] и кратным 50 мм. После этого находится фактическая длина площадки опирания ригеля на консоль по формуле:

$$l_{sup} = l - \delta. \quad (47)$$

Высоту консоли h в сечении у грани колонны назначают равной примерно 0,7...0,8 высоты сечения ригеля, у свободного края – $h_1 \geq h/2$ [5, с. 302].

Методика проверки прочности консоли по наклонной сжатой полосе приведена далее в п. 2.5.5.

Площадь поперечного сечения верхней продольной рабочей арматуры консоли определяется по изгибающему моменту, действующему в сечении у грани колонны, увеличенному на 25% (рис. 15, б):

$$M = 1,25Q(l - 0,5l_{sup}), \quad (48)$$

$$A_s = M / (0,9h_0R_s). \quad (49)$$

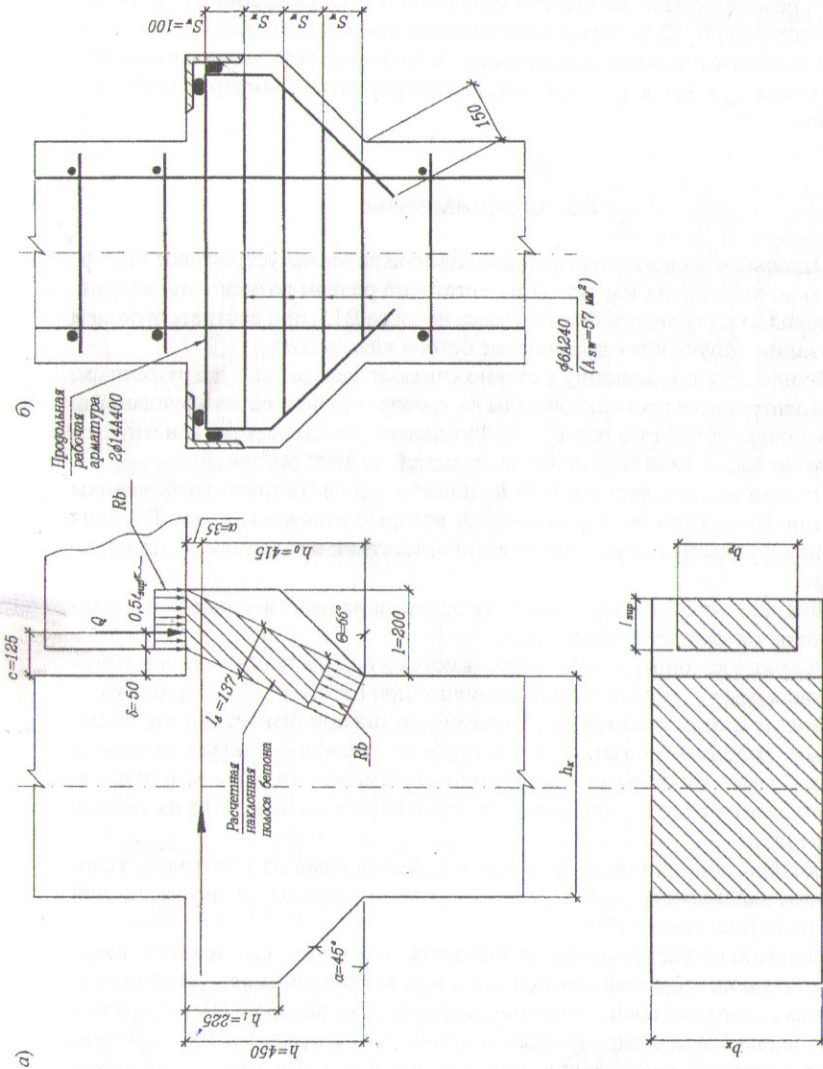


Рис. 15. Схема к проектированию короткой консоли: а – схема к определению размеров; б – армирование для случая $h > 2,5c$

Количество продольных стержней принимают равным двум.

Поперечное армирование коротких консолей при $h \leq 2,5c$ (где $c = \delta + 0,5l_{sup}$) рекомендуется выполнять хомутами, наклоненными под углом 45° к горизонту; при $h > 2,5c$ – горизонтальными хомутами.

Наклонные и горизонтальные хомуты в консоле устанавливаются с шагом не более $s_w = h/4$ и $s_w = 150$ мм. Рекомендуемые диаметры хомутов – 6...10 мм.

1.3. Фундаменты

Отдельные монолитные фундаменты под колонны устраивают при относительно небольших нагрузках и достаточно редком размещении колонн. Их выполняют из тяжелого бетона класса не ниже В15, при соответствующем обосновании допускается применение бетона класса В20.

Фундамент под колонну условно считают центрально нагруженным, если эксцентриситет продольной силы на уровне верхнего обреза фундамента не превышает случайного, т.е. $e_0 < e_a$. Фундамент рекомендуется конструировать ступенчатого типа (как правило, от одной до трех ступеней).

Полная высота фундамента h_ϕ должна удовлетворять требованиям расчета по прочности тела фундамента, которые изложены ниже. Глубина заложения фундамента принимается в соответствии с заданием на проектирование.

Если нет особых ограничений, то центрально нагруженные фундаменты выполняют квадратными в плане.

Сборные колонны жестко заделываются в специальные гнезда – стаканы, оставляемые в монолитном фундаменте при бетонировании (рис. 16).

Зазоры между колонной и стенками стакана принимают понизу не менее 50 мм, поверху – не менее 75 мм. Глубину стакана h_c следует назначать на 50 мм больше глубины заделки колонны h_3 (см. рис. 16). Для замоноличивания колонны в стакане применяется бетон класса не ниже В15 на мелком заполнителе.

Обычно под подошвой фундамента, независимо от грунтовых условий (кроме скальных грунтов), устраивают бетонную подготовку толщиной 100 мм из бетона класса В10.

Центрально нагруженные фундаменты армируют, как правило, сварными сетками из стержней классов А300 или А400, одинаковых в обоих направлениях, которые располагают по подошве (см. рис. 16). Шаг стержней в сетке (сварной или вязаной) обычно принимают в пределах 100...200 мм, диаметр стержней при стороне подошвы длиной 3 м и менее – не менее 10 мм, а диаметр стержней, укладываемых вдоль стороны подошвы длиной более 3 м, – не менее 12 мм. При размерах стороны подошвы фундамента

более 3 м в целях экономии арматуры применяют сварные сетки, в которых половину стержней не доводят до конца на 1/10 их длины (см. рис. 16, б). Толщина защитного слоя бетона при возведении монолитного фундамента на бетонной подготовке предусматривается не менее 40 мм, а при ее отсутствии – не менее 70 мм.

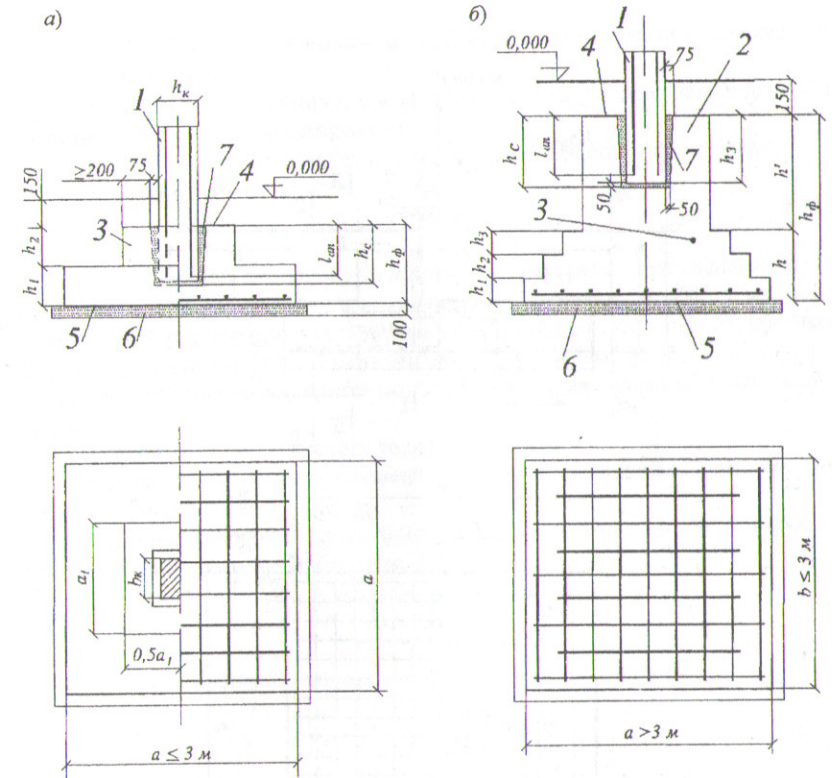


Рис. 16. Монолитные центрально нагруженные фундаменты стаканного типа со ступенчатой плитной частью:

a – фундамент, состоящий только из плитной части; b – фундамент, состоящий из плитной части и подколонника; 1 – колонна; 2 – подколонник; 3 – плитная часть фундамента; 4 – верхний обрез фундамента; 5 – подошва фундамента; 6 – бетонная подготовка из бетона класса В10; 7 – бетон на мелком заполнителе

Расчет фундамента состоит из двух частей: расчета основания и расчета тела фундамента.

При расчете основания определяют размеры подошвы фундамента.

При расчете тела фундамента определяют высоту фундамента, размеры его ступеней и сечения арматуры.

Размеры подошвы центрально нагруженного фундамента определяют при допущении, что реактивный отпор грунта распределяется равномерно по подошве фундамента (рис. 17).

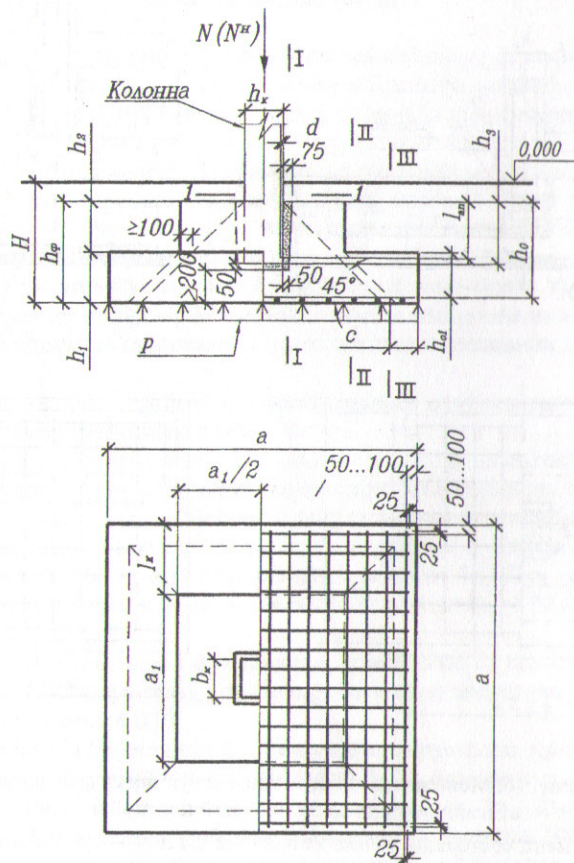


Рис. 17. Схема к расчету монолитного центрально нагруженного фундамента под сборную колонну

Нагрузками, создающими давление на грунт, являются продольная сила N^H , передаваемая колонной, и собственный вес фундамента, включая вес грунта на его уступах. Площадь подошвы фундамента A должна быть подобрана так, чтобы среднее давление под подошвой фундамента не превышало расчетного сопротивления грунта основания R , которое дается в задании на курсовое проектирование:

$$(N^H + \gamma AH)/A \leq R, \quad (50)$$

где $\gamma = 20 \text{ кН/м}^3$ – усредненный вес единицы объема бетона фундамента и грунта на его уступах;

H – глубина заложения подошвы фундамента, которая также дается в задании на курсовое проектирование.

Из (50) определяем необходимую площадь подошвы фундамента:

$$A \geq N^H / (R - \gamma H). \quad (51)$$

По найденной площади устанавливают размеры сторон подошвы фундамента, округляя их в большую сторону до размеров, кратных 300 мм, если применяют металлическую инвентарную опалубку, и до размеров, кратных 100 мм при использовании неинвентарной опалубки. Размеры по высоте при курсовом проектировании допускается также принимать кратными 100 мм.

Далее переходят к расчету тела фундамента.

Назначение высоты фундамента должно производиться с учетом следующих требований.

1. Длина анкеровки продольной арматуры колонны в стакане фундамента в должна быть не менее (рис. 17):

$$l_{an} = \alpha l_{0,an} A_{s,cal} / A_{s,ef}, \quad (52)$$

где $l_{0,an}$ – базовая длина анкеровки, определяемая по формуле

$$l_{0,an} = R_s A_{s,ef} / (R_{bond} \mu_s), \quad (53)$$

здесь $A_{s,cal}$, $A_{s,ef}$ – площади поперечного сечения продольной арматуры колонны (одного стержня) соответственно требуемая по расчету и фактически установленная;

α – коэффициент, учитывающий влияние на длину анкеровки напряженного состояния бетона и арматуры и конструктивного решения элемента в зоне анкеровки; при анкеровке стержней периодического профиля с прямыми концами (прямая анкеровка) или гладкой арматуры с крюками или петлями

без дополнительных анкерующих устройств для растянутых стержней принимают $\alpha = 1$, а для сжатых — $\alpha = 0,75$;

u_s — периметр сечения анкеруемого стержня, определяемый по номинальному диаметру стержня;

R_{bond} — расчетное сопротивление сцепления арматуры с бетоном, принимаемое равномерно распределенным по длине анкеровки и определяемое по формуле

$$R_{bond} = \eta_1 \eta_2 R_{br}, \quad (54)$$

здесь R_{br} — расчетное сопротивление бетона колонны осевому растяжению;

η_1 — коэффициент, учитывающий влияние вида поверхности арматуры и принимаемый равным:

1,5 — для гладкой арматуры;

2 — для холоднодеформированной арматуры периодического профиля;

2,5 — для горячекатаной и термомеханически обработанной арматуры периодического профиля;

η_2 — коэффициент, учитывающий влияние размера диаметра арматуры, принимаемый равным:

1 — при диаметре арматуры до 32 мм включительно;

0,9 — при диаметре арматуры 36 и 40 мм;

В любом случае фактическую длину анкеровки l_{am} принимают не менее $0,3l_{0,am}$, а также не менее $15d$ (d — диаметр продольной арматуры колонны) и 200 мм.

Таким образом, полная высота фундамента, мм, с учетом минимальной толщины днища стакана 200 мм и зазора под торцом колонны 50 мм (итого 250 мм):

$$h_\phi = l_{am} + 250. \quad (55)$$

2. Глубина заделки h_3 колонны прямоугольного сечения в стакан фундамента для обеспечения жесткого защемления должна быть не менее большего размера поперечного сечения колонны, т. е.

$$h_3 \geq h_k. \quad (56)$$

3. Рабочая высота фундамента из условия продавливания его колонной (рис. 18) определяется по неравенству:

$$F \leq F_{b,ult}, \quad (57)$$

где F — сосредоточенная сила от внешней нагрузки с учетом реактивного отпора грунта;

$F_{b,ult}$ — предельное усилие, воспринимаемое бетоном;
 p — напряжения в основании фундамента от расчетной нагрузки без учета веса фундамента и грунта на его уступах; $p = N/A$;

$$F = N - pA_1 = N - p(h_k + h_0)^2. \quad (58)$$

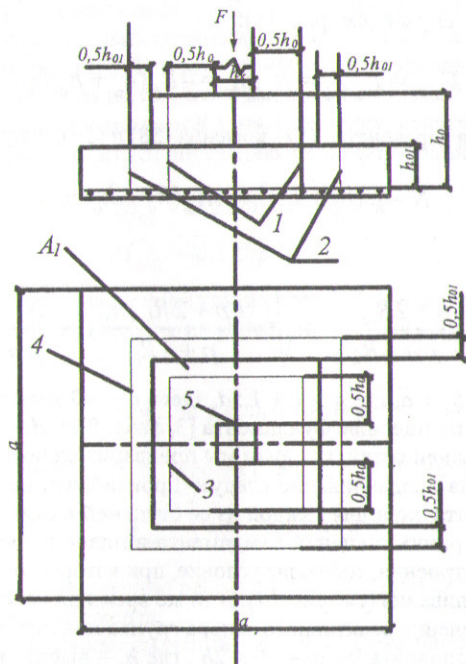


Рис. 18. Схема расчета железобетонного фундамента без поперечной арматуры на продавливание:

1, 2 — расчетные поперечные сечения; 3, 4 — контуры расчетных поперечных сечений; 5 — контур площадки приложения нагрузки

Усилие $F_{b,ult}$ определяют по формуле:

$$F_{b,ult} = R_{bt} A_b,$$

где A_b — площадь расчетного поперечного сечения, расположенного на расстоянии $0,5h_0$ от границы площади приложения сосредоточенной силы F

с рабочей высотой сечения h_0 (см. рис. 18). Площадь A_b определяют по формуле:

$$A_b = uh_0,$$

где u – периметр контура расчетного поперечного сечения;
 h_0 – рабочая высота фундамента, которую надо найти.
 Для нашего случая (см. рис. 18):

$$F_{b,ult} = R_{bt}A_b = R_{bt}uh_0 = 4R_{bt}(h_k + h_0)h_0. \quad (59)$$

Подставив в неравенство (57) значения (58) и (59), получим выражение:

$$N - p(h_k + h_0)^2 = 4R_{bt}(h_k + h_0)h_0,$$

откуда

$$h_0 = -\frac{(p + 2R_{bt})h_k}{p + 4R_{bt}} + \sqrt{\left(-\frac{(p + 2R_{bt})h_k}{p + 4R_{bt}}\right)^2 + \frac{N - ph_k^2}{p + 4R_{bt}}}. \quad (60)$$

Тогда $h_\phi = h_0 + a$, где $a = c + 1,5d$, здесь $c = 40$ мм – толщина защитного слоя бетона по подошве фундамента [3, табл. 8.1]; $d = 20$ мм – диаметр арматурных стержней сетки, которым мы предварительно задаемся.

Проверку на продавливание следует производить не только для всей высоты фундамента, но и для каждой из ее ступеней в отдельности.

Размеры верхних ступеней фундамента в плане получают путем геометрического построения, соблюдая условие, при котором они не пересекают пирамиду продавливания (см. рис. 17). В то же время для обеспечения равномерного распределения реактивного отпора грунта под подошвой фундамента необходимо выполнять условие $l_k \leq 2h_1$, где h_1 – высота нижней ступени фундамента.

Исходя из прочности на продавливание, полная высота фундамента под сборную колонну должна быть не менее глубины стакана плюс минимум 200 мм.

Полную высоту фундамента назначают с учетом всех требований, перечисленных выше.

При $h_\phi \leq 450$ мм фундамент рекомендуется выполнять одноступенчатым, при $450 < h_\phi \leq 900$ мм – двухступенчатым, при $900 < h_\phi \leq 1350$ мм – трехступенчатым и состоящим лишь из плитной части. При большей полной высоте фундамента, кроме плитной части, устраивают подколонник.

Рабочую высоту нижней ступени фундамента принимают такой, чтобы она отвечала условию прочности по поперечной силе без поперечного арми-

рования в наклонном сечении, начинающемся в нормальном сечении III–III (см. рис. 17). Иными словами, должно соблюдаться условие

$$Q \leq 0,5R_{bt}ah_{01}, \quad (61)$$

где Q – расчетная поперечная сила, действующая в нормальном сечении III–III; $Q = pca$, здесь $c = 0,5(a - a_1 - 2h_{01})$.

Ступени фундамента под воздействием реактивного отпора грунта, действующего снизу вверх, работают подобно консолям, заделанным в массиве фундамента (см. рис. 17). Поэтому армирование фундамента по подошве определяют расчетом на изгиб по нормальным сечениям I–I и II–II. Значения расчетных изгибающих моментов в этих сечениях, отнесенные ко всей ширине подошвы фундамента a , определяются по формулам:

$$M_{I-I} = 0,125p(a - h_k)^2 a; \quad (62)$$

$$M_{II-II} = 0,125p(a - a_1)^2 a. \quad (63)$$

Требуемую площадь арматуры в сечении I–I, отнесенную ко всей ширине фундамента, определяют из условия $M_{I-I} = R_s A_{sI-I} z_1$, приняв $z_1 = 0,9h_0$, т. е. по формуле:

$$A_{sI-I} = M_{I-I} / (0,9h_0 R_s); \quad (64)$$

аналогично для сечения II–II, приняв в нем $z_1 = 0,9h_{01}$, получим:

$$A_{sII-II} = M_{II-II} / (0,9h_{01} R_s), \quad (65)$$

где h_0 и h_{01} – соответственно рабочая высота фундамента и рабочая высота нижней ступени фундамента.

Из двух полученных значений A_{sI-I} и A_{sII-II} – выбирают большее, по которому и производят подбор диаметра и количества стержней. Вначале задаются шага стержней в пределах 100...200 мм, кратные 25 мм, затем определяют количество стержней, которое будет на единицу больше числа шагов. Деля A_s на число стержней, получают требуемую площадь одного стержня, по которой по сортаменту арматуры (Приложение 1) подбирают диаметр.

Содержание арматуры в каждом расчетном сечении должно обеспечивать минимально допустимый процент армирования в изгибаемых элементах (0,1%).

При прямоугольной подошве фундамента сечение арматуры определяют расчетом в обоих направлениях. В направлении меньшей стороны подошвы площадь сечения арматуры вычисляют с учетом уменьшенной из-за расположения стержней во втором ряду рабочей высоты ступени.

1.4. Монолитное ребристое перекрытие с балочными плитами

1.4.1. Основные положения

Конструктивная схема такого перекрытия представлена на рис. 19.

Перекрытие состоит из плит 1, второстепенных 2 и главных балок 3, которые бетонируются вместе и представляют собой единую конструкцию.

Проектирование монолитного перекрытия включает в себя компоновку конструктивной схемы, расчет плит, второстепенных и главных балок и их конструирование.

При компоновке конструктивной схемы выбирают сетку колонн, направление главных балок и шаг второстепенных балок с учетом назначения здания или сооружения, архитектурно-планировочного решения, технико-экономических показателей и т. п.

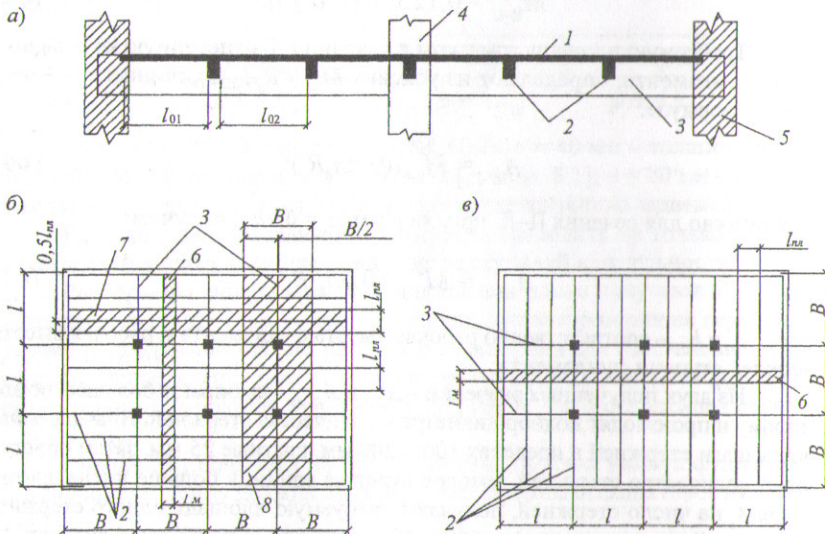


Рис. 19. Конструктивная схема монолитного ребристого перекрытия с балочными плитами:

а – поперечное сечение перекрытия; б, в – варианты размещения главных балок в плане;

1 – плита; 2 – второстепенная балка; 3 – главная балка; 4 – колонна; 5 – стена; 6 – расчетная полоса плиты; 7 – грузовая площадь для расчета второстепенной балки; 8 – то же, для главной балки

Главные балки могут располагаться параллельно продольным стенам или перпендикулярно к ним. Первый вариант предпочтителен при необходимости иметь хорошую освещенность потолка, второй целесообразен при больших оконных проемах и необходимости повысить жесткость здания в поперечном направлении.

При предварительном назначении размеров элементов монолитного ребристого перекрытия с балочными плитами рекомендуется назначать пролет плит в пределах $l_{\text{пл}} = 1,5 \dots 3$ м и толщину их 4...10 см, для второстепенных балок пролет $B = 4,5 \dots 7$ м и высоту сечения $h = (1/12 \dots 1/20)B$, для главных балок пролет $l = 5 \dots 9$ м и высоту сечения $h = (1/10 \dots 1/15)l$. Ширину сечения балок принимают $b = (0,4 \dots 0,5)h$. Обычно ось одной из второстепенных балок совпадает с осью колонн.

Толщину плиты по экономическим соображениям принимают возможно меньшей. Минимальные ее значения составляют: для междуэтажных перекрытий промышленных зданий – 60 мм, жилых и гражданских зданий – 50 мм. При значительных временных нагрузках может потребоваться увеличение толщины плиты. Толщина плиты обычно принимается кратной 10 мм, т. е. она может быть равной 70, 80 мм и более.

Для изготовления перекрытия обычно используют бетон классов В15...В20. В качестве арматуры применяется стержневая арматура классов А240, А300, А400 и обыкновенная холоднотянутая проволока класса В500.

Расчет монолитных ребристых перекрытий производят в предположении, что нагрузка передается последовательно с плит на второстепенные балки, затем на главные и с них на колонны и стены.

1.4.2. Расчет и конструирование балочных плит

Для расчета балочных плит на плане перекрытия мысленно выделяется полоса шириной 1 м (рис. 19, б, в). Расчетный пролет плиты l_{02} принимают равным расстоянию в свету между соседними второстепенными балками и при опирании с одной стороны на стену – расстоянию l_{01} от середины длины опоры на стене до грани ребра (рис. 20, а). При фактическом количестве пролетов плиты пять или более в качестве расчетной схемы принимают пятипролетную неразрезную плиту (так как усилия во всех средних пролетах плиты незначительно отличаются от усилий в третьем пролете), загруженную равномерно распределенной нагрузкой, промежуточными опорами которой служат второстепенные балки. При количестве пролетов в плите менее пяти в расчетной схеме принимается фактическое число пролетов.

Изгибающие моменты в неразрезных балочных плитах при пролетах, отличающихся друг от друга не более чем на 20%, определяют с учетом перераспределения усилий вследствие пластических деформаций, принимая в целях упрощения конструирования равномоментную схему, выравнивая моменты в пролетах и на опорах (рис. 20, б):

в первом пролете и на первой промежуточной опоре:

$$M_1 = -M_B = ql_{01}^2/11, \quad (66)$$

в средних пролетах и на средних опорах:

$$M_2 = -M_C = ql_{02}^2/16, \quad (67)$$

где q – полная расчетная нагрузка (постоянная и временная) на 1 м плиты.

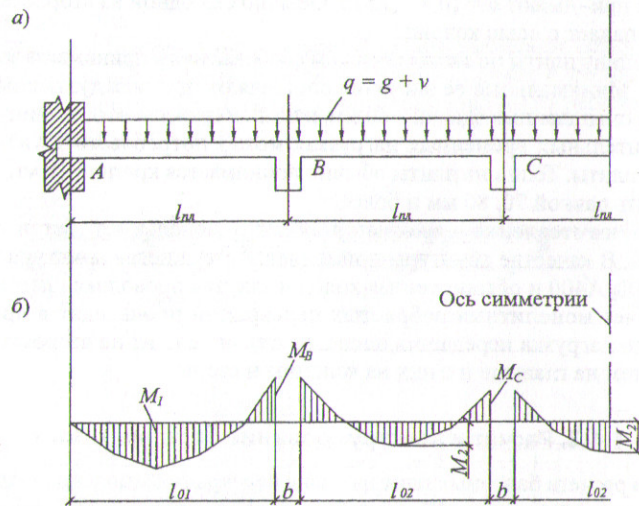


Рис. 20. Схема к расчету монолитных балочных плит:
а – расчетная схема; б – эпюры моментов

Величины пролетных и опорных моментов во всех средних пролетах и на средних опорах (кроме второй от края) определяют по формуле (67); величины пролетных моментов в крайних пролетах и над вторыми от края опорами определяют по формуле (66).

В плитах, окаймленных по всему контуру монолитно связанными с ними балками, изгибающие моменты под влиянием распора в предельном равновесии уменьшаются. Поэтому при расчетах в сечениях средних пролетов и на средних опорах (кроме первых промежуточных опор) они уменьшаются на 20% при условии, что $h_{\text{min}}/l_{02} \geq 1/30$.

Расчет плит на поперечную силу обычно не производят, поскольку касательные напряжения в них невелики.

Применяются три способа армирования плит: непрерывное, раздельное и армирование отдельными стержнями.

При непрерывном армировании многопролетные балочные плиты в соответствии с характером эпюры изгибающих моментов армируют сварными рулонными сетками с продольным расположением рабочей арматуры. Рулоны раскатывают по опалубке поперек каркасов второстепенных балок (рис. 21, а, б); сетки перегибают на расстоянии $0,25l_0$ от боковых граней второстепенных балок (в местах нулевых моментов).

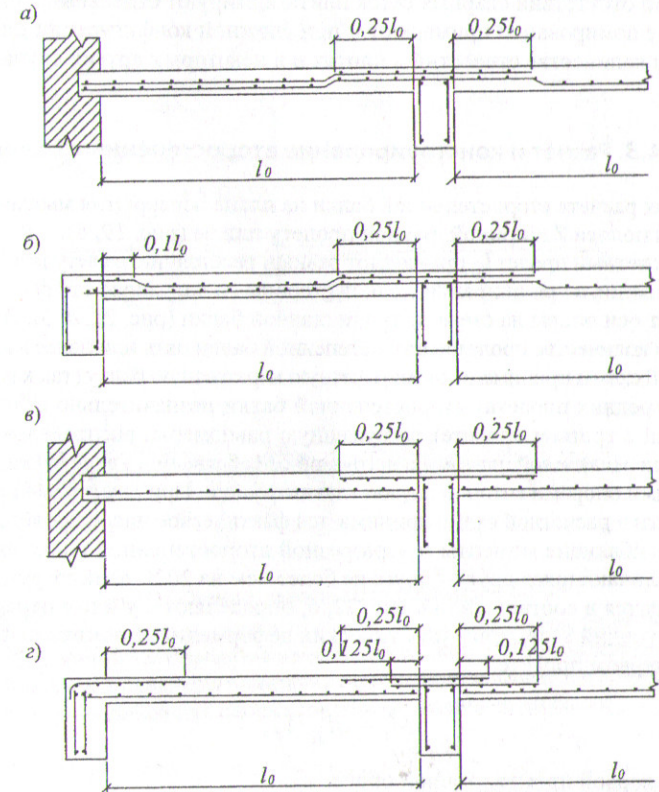


Рис. 21. Армирование балочных плит:

а – непрерывное рулонными сетками с продольной рабочей арматурой при опирании плиты на наружную стену; б – то же, при опирании на крайнюю второстепенную балку; в – раздельное рулонными сетками с поперечной рабочей арматурой при опирании на наружную стену; г – то же, при опирании на крайнюю второстепенную балку

Основную сетку с площадью рабочей арматуры A_s подбирают по изгибающему моменту $q l_{02}^2 / 16$, а в первом пролете и на первой промежуточной опоре укладывают дополнительную сетку с площадью рабочей арматуры ΔA_s , которая определяется по изгибающему моменту $\Delta M = q l_{01}^2 / 11 - q l_{02}^2 / 16$.

При требуемом диаметре рабочей арматуры более 6 мм применяют раздельное армирование плит сварными рулонными сетками с поперечным расположением рабочей арматуры, которые раскатывают вдоль второстепенных балок (рис. 21, в, з).

При отсутствии сварных сеток плиты армируют отдельными стержнями. Такое армирование применяют и при сложной конфигурации плит, при большом количестве отверстий в плитах и в некоторых других случаях.

1.4.3. Расчет и конструирование второстепенных балок

Для расчета второстепенной балки на плане перекрытия мысленно выделяется полоса 7 шириной, равной пролету плиты (рис. 19, б).

Расчетный пролет l_{02} принимают равным расстоянию в свету между главными балками, а при опирании с одной стороны на наружную стену – расстоянию l_{01} от оси опоры на стене до грани главной балки (рис. 22, а, б). При фактическом количестве пролетов второстепенной балки пять или более в качестве расчетной схемы принимают пятипролетную неразрезную балку (так как усилия во всех средних пролетах второстепенной балки незначительно отличаются от усилий в третьем пролете), загруженную равномерно распределенной нагрузкой, передаваемой плитами и нагрузкой от собственного веса балки, промежуточными опорами которой служат главные балки. При количестве пролетов менее пяти в расчетной схеме принимается фактическое число пролетов.

Изгибающие моменты в неразрезной второстепенной балке при пролетах, отличающихся друг от друга не более чем на 20%, если нагружение ее производится в соответствии с рис. 22, б, определяют с учетом перераспределения усилий вследствие пластических деформаций, с помощью формул: в первом пролете:

$$M_1 = q l_{01}^2 / 11, \quad (68)$$

на первой промежуточной опоре:

$$M_B = -q(l_{01} + l_{02})^2 / (4 \cdot 14), \quad (69)$$

в остальных пролетах и над остальными опорами:

$$M_2 = -M_C = q l_0^2 / 16. \quad (70)$$

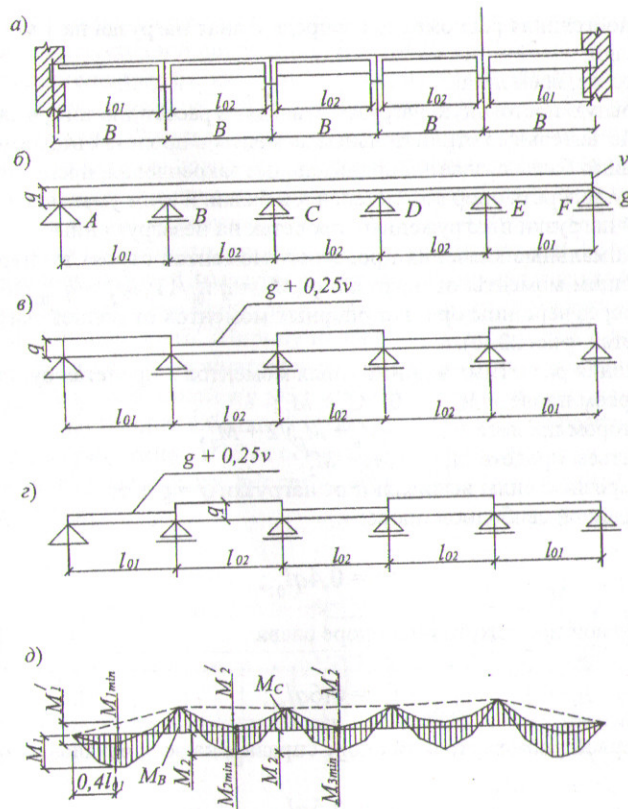


Рис. 22. Схема к расчету второстепенной балки:

а – схема к определению расчетных пролетов; б – схема к определению моментов при нагружении всех пролетов полной нагрузкой; в, з – схемы нагружения второстепенной балки для выявления отрицательных моментов в пролетах; д – огибающая эпюра моментов второстепенной балки

Для выявления отрицательных моментов в пролетах второстепенной балки производится расчет (рис. 22, д) по двум схемам нагружения:

- 1) полная нагрузка $q = g + v$ в нечетных пролетах и условная постоянная нагрузка $q' = g + 0,25v$ в четных пролетах (рис. 22, в);
- 2) полная нагрузка $q = g + v$ в четных пролетах и условная постоянная нагрузка $q' = g + 0,25v$ в нечетных пролетах (рис. 22, з),

где g – постоянная равномерно распределенная нагрузка на 1 м второстепенной балки;

v – то же, временная.

Условную постоянную нагрузку q' вводят в расчет для того, чтобы определить действительные отрицательные моменты в пролетах второстепенной балки. Главная балка создает дополнительные закрепления, препятствующие свободному повороту опор второстепенной балки, и этим уменьшает влияние временной нагрузки в загруженных пролетах на незагруженные.

Минимальные значения пролетных моментов строят по параболам, определяющим моменты от нагрузки q' ($M_1' = q'^2 l_{01}^2 / 11$; $M_2' = q'^2 l_{02}^2 / 16$) и проходящим через вершины ординат опорных моментов от полной нагрузки во всех пролетах (рис. 22, δ).

Значения расчетных минимальных моментов в пролетах будут равны:

в первом пролете $M_{1\min} = 0,4M_B + M_1'$;

во втором пролете $M_{2\min} = (M_B + M_C)/2 + M_2'$;

в третьем пролете $M_{3\min} = M_C + M_2'$.

Поперечные силы вычисляют от нагрузки $q = g + v$: на крайней свободной опоре:

$$Q = 0,4ql_{01}; \quad (71)$$

на первой промежуточной опоре слева:

$$Q = 0,6ql_{01}; \quad (72)$$

на первой промежуточной опоре справа и на всех остальных опорах:

$$Q = 0,5ql_{02}. \quad (73)$$

Рабочую высоту сечения второстепенной балки уточняют по изгибающему моменту на первой промежуточной опоре по формуле:

$$h_0 = \sqrt{\frac{M_B}{A_0 R_b b}}. \quad (74)$$

Установив окончательно унифицированные размеры сечения балки b и h , подбирают продольную рабочую арматуру в четырех расчетных нормальных сечениях: в первом и средних пролетах – как для таврового сечения, на первой промежуточной и средней опорах – как для прямоугольного сечения, так как плита оказывается в растянутой зоне и в работе не участвует. Расчет на действие отрицательного момента в пролетах второстепенной балки выполняют так же, как для прямоугольного сечения.

Поперечные стержни рассчитывают для трех наклонных сечений: у первой промежуточной опоры слева и справа у крайней опоры.

Второстепенные балки армируют в пролете плоскими сварными каркасами (обычно двумя), которые перед установкой в опалубку объединяют в пространственный каркас путем приварки горизонтальных поперечных стержней. Эти каркасы доводятся до граней главных балок, где связываются понизу стыковыми стержнями 3, диаметр которых d_1 должен быть не менее 0,5 диаметра рабочих стержней d и не менее 10 мм (рис. 23). На промежуточных опорах балки могут армироваться сварными сетками 2 с поперечным расположением рабочей арматуры, раскатываемыми над главными балками. Если укладываются две сетки, то в целях экономии стали они смещаются друг относительно друга. Ширину надопорных сеток устанавливают в соответствии с эпурой отрицательных моментов. При отношении временной нагрузки к постоянной $v/g \leq 3$ и укладке двух сеток одну сетку заводят в пролет второстепенной балки, считая от оси опоры, на расстояние $1/4B$, а вторую – на расстояние $1/3B$ от оси опоры. Отрицательные моменты в пролетах балок на участках, где нет сеток, воспринимаются верхней арматурой каркасов балок.

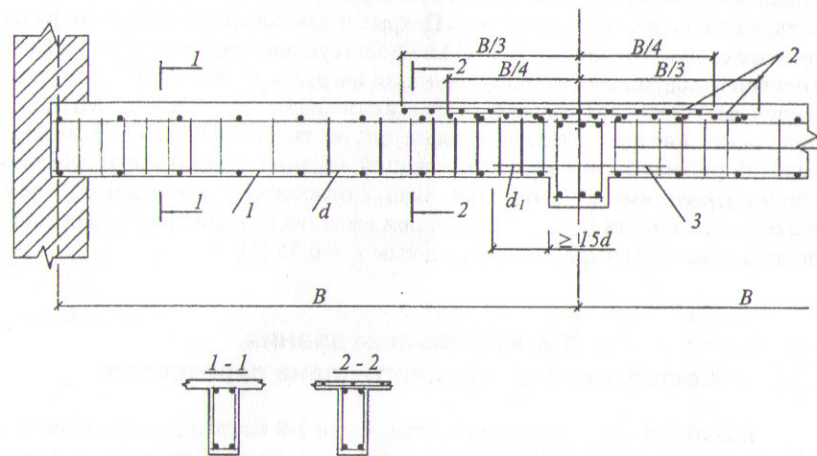


Рис. 23. Армирование второстепенной балки:

1 – пролетная арматура; 2 – надопорная арматура; 3 – стыковые стержни, $d_1 \geq d/2$ и не менее 10 мм

Другой способ армирования только каркасами, который приемлем как для второстепенных балок, так и для главных балок ребристых перекрытий, рассмотрен в [5].

2. Пример расчета железобетонных конструкций многоэтажного промышленного здания

2.1. Общие исходные данные

Требуется рассчитать железобетонные конструкции четырехэтажного промышленного здания с наружными кирпичными стенами толщиной 510 мм, имеющего жесткую конструктивную схему, при следующих исходных данных.

Размеры здания в плане, считая по разбивочным осям, 40×18 м. Ригели балочного сборного перекрытия здания состоят из отдельных однопролетных элементов, объединяемых при монтаже в неразрезную систему. Концы ригелей прямоугольного поперечного сечения свободно опираются на продольные стены.

Междуэтажные перекрытия выполняются из ребристых панелей с ребрами вниз, которые укладываются поверху по ригелям. Высота первого и последующих этажей составляет 4 м. Покрытие здания опирается только на наружные стены. Временная длительно действующая нагрузка $p_{дл}^н = 7 \text{ кН/м}^2$, временная кратковременно действующая нагрузка $p_{кр}^н = 1,5 \text{ кН/м}^2$, вес пола составляет $g_n^н = 0,7 \text{ кН/м}^2$, расчетное сопротивление грунта $R = 0,2 \text{ МПа}$, глубина заложения фундаментов под колонны составляет 0,95 м. Коэффициент условий работы бетона γ_{bt} , учитывающий влияние длительности действия нагрузки, принимаем равным 0,9. Здание относится к нормальному уровню ответственности II, для которого при расчетах коэффициент надежности по ответственности принимается равным $\gamma_n = 0,95$ [2].

2.2. Компонировка здания.

Составление монтажного плана перекрытия

В соответствии с рекомендациями части 1-й настоящего пособия, при $p_{дл}^н = 7 < 13 \text{ кН/м}^2$ проектируем здание с неполным железобетонным каркасом, сеткой колонн 6×5 м, поперечным расположением ригелей и продольными несущими стенами.

Привязка внутренних поверхностей стен к разбивочным осям принимается равной 200 мм. Для принятой сетки колонн основная панель перекрытия П-1, подлежащая расчету, имеет номинальные размеры в плане 5000×1500 мм. Конструктивные размеры этой панели в плане будут меньше номинальных по длине на 30 мм, по ширине – на 10 мм, т.е. 4970×1490 мм.

Толщину полки панели (минимально допустимую) из условия обеспечения прочности на продавливание при действии сосредоточенных нагрузок принимаем $h_n = 50 \text{ мм}$.

Монтажный план междуэтажного перекрытия и поперечный вертикальный разрез здания показаны на рис. 24.

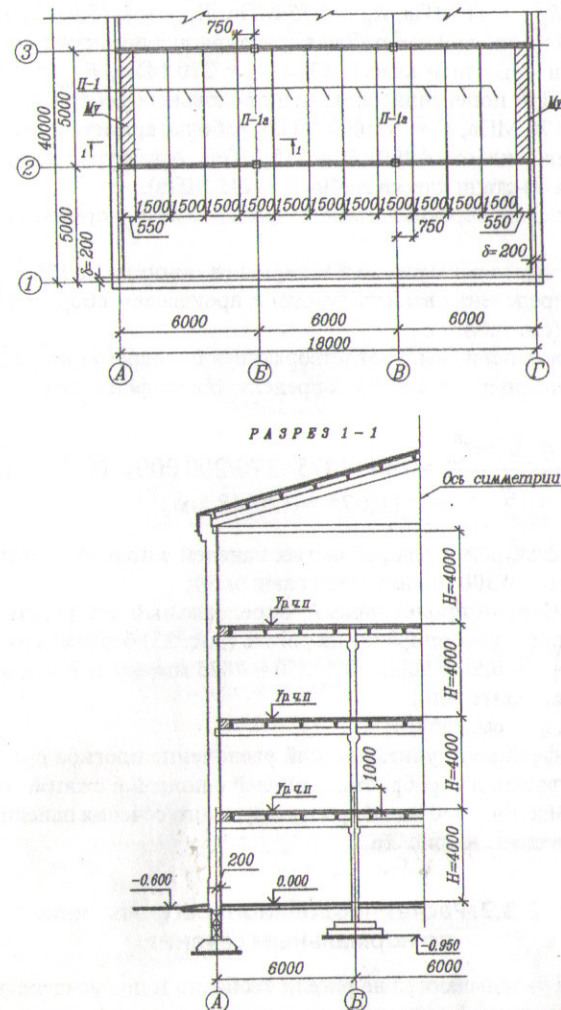


Рис. 24. Монтажный план перекрытия и вертикальный разрез здания I-I

2.3. Расчет ребристой панели

2.3.1. Назначение характеристик прочности бетона и арматуры, определение высоты панели

Изготовление панели предусматривается из бетона класса В15 ($R_b = 8,5$ МПа, $R_{b,ser} = 11$ МПа, $R_{bt} = 0,75$ МПа, $R_{bt,ser} = 1,15$ МПа, $\gamma_{bt} = 0,9$, $E_b = 24\,000$ МПа); продольная рабочая арматура для армирования продольных ребер панели – из стали класса А300 ($R_s = 270$ МПа, $R_{s,ser} = 300$ МПа, $E_s = 200\,000$ МПа); поперечная арматура продольных ребер – из стали класса А240 ($R_{sw} = 170$ МПа, $E_s = 200\,000$ МПа); рабочая арматура для армирования полки панели – класса А400 ($R_s = 355$ МПа). Арматура подъемных петель принимается из стали класса А240 ($R_s = 215$ МПа).

Помещения, перекрываемые панелями, имеют нормальную влажность (40...75 %).

Расчетные характеристики материалов приняты по [3].

Для определения высоты панели h произведем сбор нагрузок на 1 м^2 перекрытия (см. табл. 1).

Высота панели, мм, удовлетворяющая одновременно условиям прочности и требованиям жесткости, определяется по формуле (3):

$$h = \frac{c l R_s \cdot q_{дл}^H \theta + q_{кр}^H}{E_s \cdot q^H} = \frac{(34 \cdot 4875 \cdot 270 / 200\,000) \cdot (9,575 \cdot 1,5 + 1,5)}{11,075} = 320,48 \text{ мм},$$

где c – коэффициент; для ребристых панелей с полкой в сжатой зоне при арматуре класса А300 принимается равным 34;

l – расчетный пролет панели, определяемый как расстояние между серединами площадок опирания на ригель (рис. 25) без учета зазоров между панелями; $l = l_n - 0,5b = 5000 - 0,5 \cdot 250 = 4875$ мм, здесь b – ширина ригеля, принятая предварительно;

$q_{дл}^H, q_{кр}^H, q^H$ – см. табл. 1;

θ – коэффициент, учитывающий увеличение прогиба при длительном действии нагрузки; для ребристых панелей с полкой в сжатой зоне $\theta = 1,5$.

Принимаем $h = 320$ мм. Форма поперечного сечения панели и принятые размеры приведены на рис. 26.

2.3.2. Расчет продольного ребра панели по нормальным сечениям

Панели укладываются на ригели свободно и под воздействием равномерно распределенной нагрузки работают как простые балки на двух опорах (рис. 25).

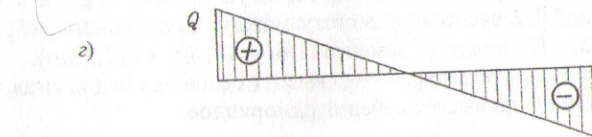
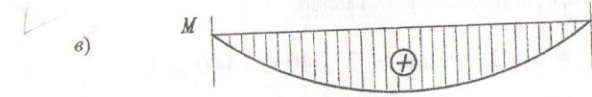
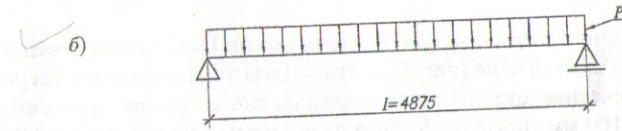
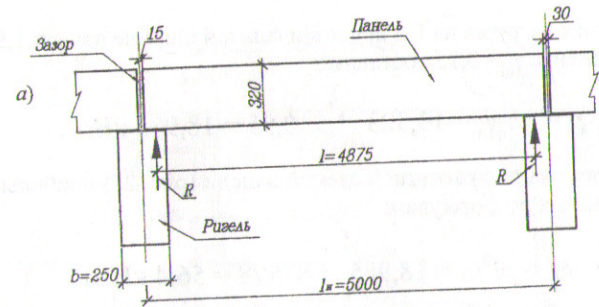


Рис. 25. Схема к расчету продольного ребра панели:
а – общий вид; б – расчетная схема; е – эпюра моментов;
z – эпюра поперечных сил

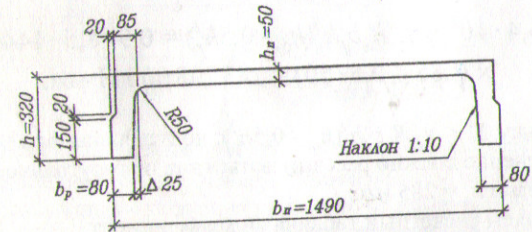


Рис. 26. Поперечное сечение панели

Расчетная нагрузка на 1 м при номинальной ширине панели 1,5 м с учетом коэффициента $\gamma_n = 0,95$ составляет

$$p = qb_n \gamma_n = 13,323 \cdot 1,5 \cdot 0,95 = 18,985 \text{ кН/м.}$$

В соответствии с расчетной схемой панели (рис. 25) наибольшие усилия определяются по формулам:

$$M = pl^2/8 = 18,985 \cdot 4,875^2/8 = 56,4 \text{ кН}\cdot\text{м;}$$

$$Q = pl/2 = 18,985 \cdot 4,875/2 = 46,276 \text{ кН.}$$

При расчете продольных ребер фактическое П-образное сечение панели с полкой в сжатой зоне (рис. 27, а) заменяем эквивалентным тавровым (рис. 27, б). Расчетная ширина ребра эквивалентного таврового сечения $b = 2b_p = 2 \cdot 80 = 160$ мм. Значение b'_f , вводимое в расчет, при отношении $h'_f/h = 50/320 = 0,156 > 0,1$ [3, п. 6.2.12] составляет

$$b'_f = b + 2l_{св} = 160 + 2 \cdot 640 = 1440 \text{ мм,}$$

так как в нашем случае ширина свеса полки в каждую сторону от ребра может быть принята равной 1/2 расстояния в свету между продольными ребрами (640 мм), но не более 1/6 пролета элемента ($1/6l = 4875/6 = 812,5$ мм).

Назначаем предварительно рабочую высоту сечения, предполагая, что расположение арматуры по высоте сечения однорядное:

$$h_0 = h - a = 320 - 35 = 285 \text{ мм.}$$

Определяем положение нейтральной оси, пользуясь неравенством

$$M \leq \gamma_{b1} R_b b'_f h'_f (h_0 - 0,5h'_f);$$

$$M = 56,4 \cdot 10^6 < \gamma_{b1} R_b b'_f h'_f (h_0 - 0,5h'_f) = 0,9 \cdot 8,5 \cdot 1440 \cdot 50 \times (285 - 0,5 \cdot 50) = 143\,208\,000 \text{ Н}\cdot\text{мм.}$$

Поскольку $M < \gamma_{b1} R_b b'_f h'_f (h_0 - 0,5h'_f)$, нейтральная ось проходит внутри полки и сечение должно рассматриваться как прямоугольное с размерами $b = b'_f = 1440$ мм и $h_0 = 285$ мм.

Определяем расчетный табличный коэффициент:

$$A_0 = M / (\gamma_{b1} R_b b'_f h_0^2) = 56,4 \cdot 10^6 / (0,9 \cdot 8,5 \cdot 1440 \cdot 285^2) = 0,063.$$

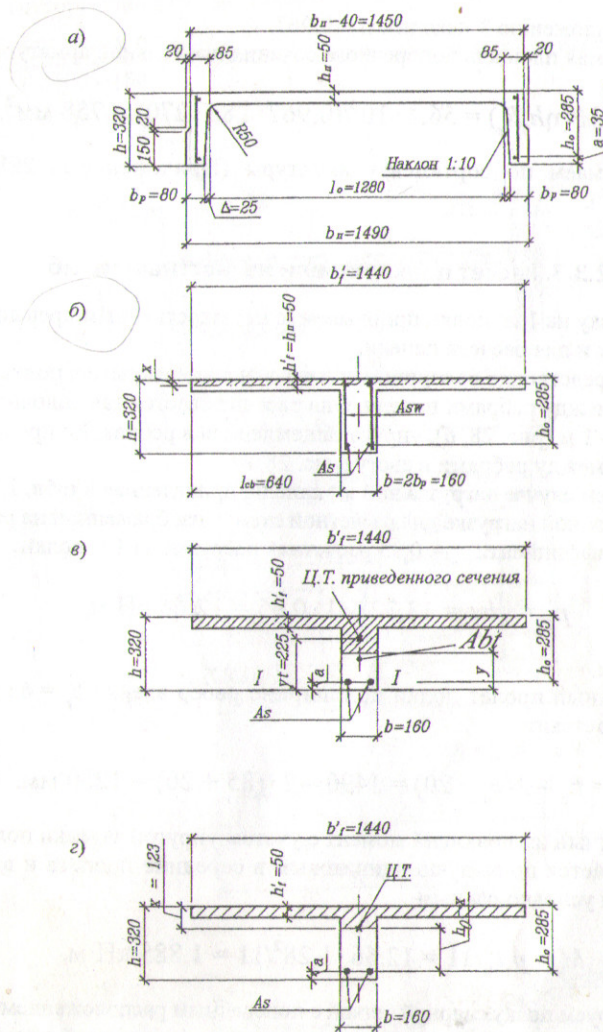


Рис. 27. Приведение сечения панели к эквивалентному:

a – фактическое поперечное сечение; b – эквивалентное расчетное сечение при расчете прочности; σ – то же, при расчете по раскрытию трещин; z – то же, при расчете прогибов; y – расстояние от центра тяжести приведенного сечения до сечения I–I; y – высота растянутой зоны бетона; A_{bt} – площадь сечения растянутого бетона

По Приложению 3 находим $\eta = 0,967$.

Требуемая площадь поперечного сечения продольной арматуры ребер

$$A_s = M/(\eta h_0 R_s) = 56,4 \cdot 10^6 / (0,967 \cdot 285 \cdot 270) = 758 \text{ мм}^2.$$

Принимаем по сортаменту арматуры (Приложение 1) $2\text{Ø}22\text{A}300$ ($A_s = 760 \text{ мм}^2$).

2.3.3. Расчет полки панели на местный изгиб

Нагрузку на 1 м^2 полки принимаем (с несущественным превышением) такой же, как и для расчета панели.)

Непосредственно воспринимаемая нагрузка на перекрытие, полка работает на изгиб между ребрами панели. Она рассчитывается как балочная плита шириной $b = 1 \text{ м}$ (рис. 28, б), упруго защемленная в ребрах. Ее пролет равен расстоянию между ребрами в свету (рис. 28, а).

В нашем случае нагрузка на 1 м^2 панели, приведенная в табл. 1, численно равна погонной нагрузке для расчетной схемы, изображенной на рис. 28, в. С учетом коэффициента $\gamma_n = 0,95$ расчетная нагрузка на 1 м полки:

$$p_1 = qb\gamma_n = 13,323 \cdot 1 \cdot 0,95 = 12,66 \text{ кН/м},$$

где $b = 1 \text{ м}$.

Расчетный пролет полки при ширине ребер вверху $b'_p = 85 \text{ мм}$ (см. рис. 28, а) составит:

$$l_0 = b_n - 2(b'_p + 20) = 1490 - 2 \cdot (85 + 20) = 1280 \text{ мм}.$$

Расчетный изгибающий момент с учетом упругой заделки полки в ребре принимается по модулю одинаковым в середине пролета и в заделке (рис. 28, з) и условно равным

$$M = p_1 l_0^2 / 11 = 12,66 \cdot 1,28^2 / 11 = 1,885 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Армируем полку сварной сеткой с поперечным расположением рабочей арматуры, площадь сечения рабочих стержней на 1 м которой определяется по формуле

$$A_s = M / (0,9 h_0 R_s) = 1,885 \cdot 10^6 / (0,9 \cdot 35 \cdot 355) = 169 \text{ мм}^2,$$

где $h_0 = h_n - a = 50 - 15 = 35 \text{ мм}$ – рабочая высота сечения полки.

По сортаменту сварных сеток [5, прил. 7] подбираем стандартную сетку марки $\frac{5B500 - 200}{6A400 - 150}$ с площадью сечения поперечных стержней на 1 м длины сетки $A_s = 189 \text{ мм}^2$.

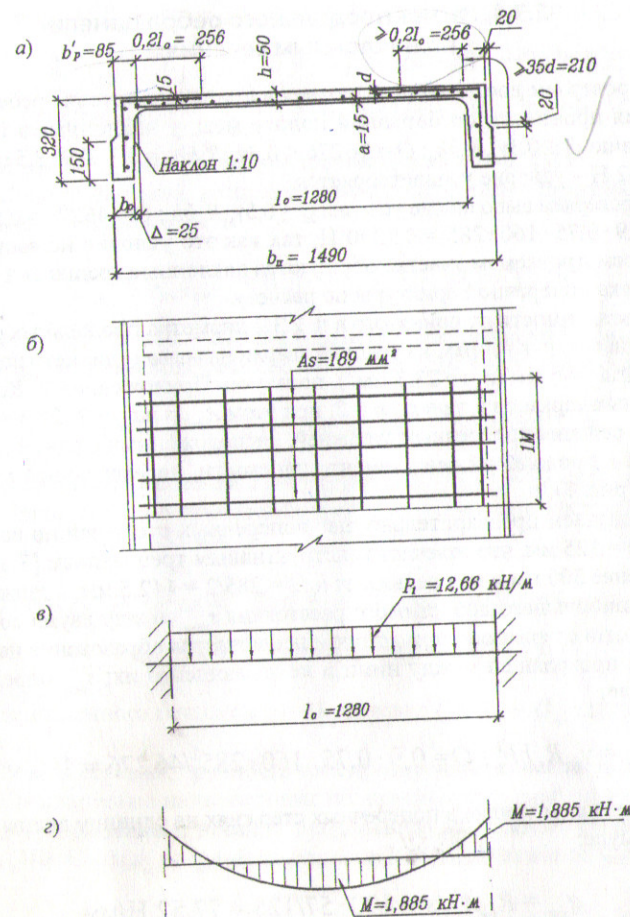


Рис. 28. Схема к расчету полки панели:
а – схема армирования панели; б – план панели и расчетная полоса;
в – расчетная схема; з – эпюра моментов

Вычисляем процент армирования полки:

$$p = A_s / (bh_0) 100 = 189 \cdot 100 / (1000 \cdot 35) = 0,54 < 0,8\%,$$

т. е. процент армирования полки находится в пределах оптимальных значений.

2.3.4. Расчет продольного ребра панели по наклонным сечениям

Проверяем достаточность размеров принятого сечения ребер для обеспечения прочности по бетонной полосе между наклонными сечениями по условию $Q \leq 0,3\gamma_{b1} R_{bt} bh_0$; $Q = 46276 < 0,3 \cdot 0,9 \cdot 8,5 \cdot 160 \cdot 285 = 104652$ Н – условие удовлетворяется.

Проверяем выполнение условия $Q \leq 0,5\gamma_{b1} R_{bt} bh_0$; $Q = 46276 > 0,5\gamma_{b1} R_{bt} bh_0 = 0,5 \cdot 0,9 \cdot 0,75 \cdot 160 \cdot 285 = 15390$ Н; так как это условие не выполняется, то на рассматриваемом участке образуются наклонные трещины и требуется постановка поперечной арматуры по расчету.

В зависимости от принятого в п. 2.3.2 диаметра продольных стержней, устанавливаемых в ребрах, из условий сварки назначаем диаметр поперечных стержней $d_w = 6$ мм ($a_{sw} = 28,3$ мм²), пользуясь Приложением 2. Количество арматурных каркасов в панели $n = 2$, при этом $A_{sw} = n a_{sw} = 2 \cdot 28,3 = 57$ мм² – площадь сечения поперечных стержней, расположенных в одной перпендикулярной к продольной оси элемента плоскости, пересекающей наклонное сечение (рис. 7).

Назначаем предварительно шаг поперечных стержней по всей длине пролета $s = 125$ мм, что отвечает конструктивным требованиям [3, п. 8.3.11], т. е. он менее 300 мм и не превышает $h_0/2 = 285/2 = 142,5$ мм, а также не превышает наибольшего допустимого расстояния s_{max} между двумя соседними поперечными стержнями, при котором исключается образование наклонной трещины, проходящей между ними и не касающейся их; s_{max} определяется по формуле:

$$s_{max} = \gamma_{b1} R_{bt} bh_0^2 / Q = 0,9 \cdot 0,75 \cdot 160 \cdot 285^2 / 46276 = 190 \text{ мм.}$$

Определяем усилие в поперечных стержнях на единицу длины элемента по формуле:

$$q_{sw} = R_{sw} A_{sw} / s = 170 \cdot 57 / 125 = 77,52 \text{ Н/мм.}$$

Проверяем соблюдение условия $q_{sw} \geq 0,25\gamma_{b1} R_{bt} b$; $q_{sw} = 77,52 > 0,25\gamma_{b1} R_{bt} b = 0,25 \cdot 0,9 \cdot 0,75 \cdot 160 = 27$ Н/мм – условие выполняется и поперечные стержни могут полностью учитываться в расчете.

По условию $Q \leq Q_b + Q_{sw}$ (9) проверяем прочность двух наклонных сечений, расположенных вблизи опоры, для которых $c = 2h_0 = 2 \cdot 285 = 570$ мм и $c = 3h_0 = 3 \cdot 285 = 855$ мм.

Поперечная сила Q_b , воспринимаемая бетоном в первом наклонном сечении, определяется по формуле:

$$Q_b = \varphi_{b2} \gamma_{b1} R_{bt} bh_0^2 / c = 1,5 \cdot 0,9 \cdot 0,75 \cdot 160 \cdot 285^2 / 570 = 23085 \text{ Н;}$$

$$2,5\gamma_{b1} R_{bt} bh_0 = 2,5 \cdot 0,9 \cdot 0,75 \cdot 160 \cdot 285 = 76950 \text{ Н;}$$

$$0,5\gamma_{b1} R_{bt} bh_0 = 0,5 \cdot 0,9 \cdot 0,75 \cdot 160 \cdot 285 = 15390 \text{ Н.}$$

Величина Q_b соответствует требованиям [3, п. 6.2.34].

Поперечная сила, воспринимаемая поперечными стержнями, определяется по формуле:

$$Q_{sw} = \varphi_{sw} q_{sw} c_0 = 0,75 \cdot 77,52 \cdot 2 \cdot 285 = 33140 \text{ Н,}$$

где $c_0 = 2h_0 = 2 \cdot 285 = 570$ мм – наибольшая длина проекции наклонной трещины, принимаемая равной c , но не более $2h_0$ [4, пп. 3.31, 3.32];

$$46276 < 23085 + 33140 = 56225 \text{ Н,}$$

т. е. для наклонного сечения с $c = 2h_0$ условие $Q \leq Q_b + Q_{sw}$ удовлетворяется.

Дополнительно произведем проверку прочности наклонного сечения с $c = 3h_0 = 3 \cdot 285 = 855$ мм:

$$Q_b = \varphi_{b2} \gamma_{b1} R_{bt} bh_0^2 / c = 1,5 \cdot 0,9 \cdot 0,75 \cdot 160 \cdot 285^2 / 855 = 15390 \text{ Н;}$$

$$46276 < 15390 + 33140 = 48530 \text{ Н,}$$

т. е. для наклонного сечения с $c = 3h_0$ условие $Q \leq Q_b + Q_{sw}$ также удовлетворяется.

Таким образом, прочность всех проверенных сечений достаточна.

Окончательно назначаем шаг поперечных стержней по длине пролета $s = 125$ мм. Назначаем диаметр продольного монтажного стержня каркаса ребра $\varnothing 10$ A240 ($d_m = d_w + 4$, мм, и должен быть не менее 10 мм).

2.3.5. Расчет продольного ребра панели по раскрытию трещин, нормальных к продольной оси ребра

Выясняем сначала необходимость такого расчета, проверяя выполнение условия (11).

Расчет ведем только на действие постоянных и длительных нормативных нагрузок.

Момент в середине пролета плиты от этих нагрузок:

$$M_{дл}^H = (g^H + p_{дл}^H) b_n \gamma_n l^2 / 8 = (2,575 + 7) 1,5 \cdot 0,95 \cdot 4,875^2 / 8 = 40,533 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Определим момент образования трещин $M_{кр}$. Для этого находим геометрические характеристики приведенного сечения с учетом растянутой и сжатой зоны бетона при $\alpha = E_s / E_b = 200\,000 / 24\,000 = 8,33$ и $A_s' = 0$:

$$A_{ред} = A_{b, tot} + \alpha A_s = b_f' h_f' + (h - h_f') b + \alpha A_s = 1440 \cdot 50 + (320 - 50) \cdot 160 + 8,33 \cdot 760 = 121\,533 \text{ мм}^2;$$

статический момент площади приведенного сечения относительно оси I-I (см. рис. 27, в):

$$S_{ред} = b_f' h_f' (h - 0,5 h_f') + b (h - h_f') 0,5 (h - h_f') + \alpha A_s \alpha = 1440 \cdot 50 \cdot (320 - 0,5 \cdot 50) + 160 (320 - 50) \cdot 0,5 (320 - 50) + 8,33 \cdot 760 \cdot 35 = 27\,293\,667 \text{ мм}^3.$$

Расстояние от оси I-I до центра тяжести приведенного сечения определяется по формуле (16):

$$y_t = S_{ред} / A_{ред} = 27\,293\,667 / 121\,533 = 225 \text{ мм};$$

момент инерции относительно центра тяжести приведенного сечения:

$$I_{ред} = b_f' h_f' (h - y_t - 0,5 h_f')^2 + b_f' (h_f')^3 / 12 + b (h - h_f') [y_t - 0,5 \times (h - h_f')]^2 + b (h - h_f')^3 / 12 + \alpha A_s (y_t - a)^2 = 1440 \cdot 50 (320 - 225 - 25)^2 + 1440 \cdot 50^3 / 12 + 160 (320 - 50) [225 - 0,5 (320 - 50)]^2 + 160 (320 - 50)^3 / 12 + 8,33 \cdot 760 (225 - 35)^2 = 1\,208\,793\,333 \text{ мм}^4.$$

$I_{ред} = I_{ред} / y_t = 1\,208\,793\,333 / 225 = 5\,382\,519 \text{ мм}^3$ – упругий момент сопротивления приведенного к бетону сечения для крайнего растянутого волокна.

Вычисляем момент сопротивления приведенного сечения для крайнего растянутого волокна с учетом неупругих деформаций растянутого бетона:

$$W_{пл} = W_{ред} \gamma = 5\,382\,519 \cdot 1,30 = 6\,997\,275 \text{ мм}^3,$$

где $\gamma = 1,30$ – коэффициент, определяемый по табл. Приложения 4.

Следовательно, $M_{кр}^- = R_{bt, ser} W_{пл} = 1,15 \cdot 6\,997\,275 = 8\,046\,866 < M_{дл}^H = 40\,533\,000 \text{ Н} \cdot \text{мм}$, т. е. трещины образуются и расчет по раскрытию трещин необходим.

Момент в середине пролета панели от полной нормативной нагрузки:

$$M^H = q^H b_n \gamma_n l^2 / 8 = 11,075 \cdot 1,5 \cdot 0,95 \cdot 4,875^2 / 8 = 46,88 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Вычисляем напряжения в растянутой арматуре, принимая $z = 0,8 h_0 = 0,8 \cdot 285 = 228 \text{ мм}$ [3, п. 7.2.13]:

от длительно действующей нагрузки:

$$\sigma_s = M_{дл}^H / (A_s z) = 40\,533\,000 / (760 \cdot 228) = 234 \text{ МПа};$$

от полной нагрузки:

$$\sigma_s = M^H / (A_s z) = 46\,880\,000 / (760 \cdot 228) = 271 < R_{s, ser} = 300 \text{ МПа}.$$

Определяем базовое расстояние между трещинами l_s по формуле (21):

$$l_s = 0,5 \frac{A_{bt}}{A_s} d = 0,5 \frac{25\,600}{760} \cdot 22 = 370 \text{ мм},$$

где A_{bt} – площадь сечения растянутого бетона.

Поскольку высота растянутой зоны бетона равна $y = y_t k = 225 \cdot 0,9 = 202,5 > h/2 = 320/2 = 160 \text{ мм}$ (здесь k – поправочный коэффициент, равный для тавровых сечений с полкой в сжатой зоне 0,9 [4, п. 4.12]) и более $2a = 2 \cdot 35 = 70 \text{ мм}$, площадь сечения растянутого бетона в соответствии с [3, п. 7.2.14] принимается

$$A_{bt} = b \cdot 0,5 h = 160 \cdot 0,5 \cdot 320 = 25\,600 \text{ мм}^2;$$

$l_s = 370 \text{ мм}$ меньше $40d = 40 \cdot 22 = 880 \text{ мм}$ и меньше 400 мм , а также $l_s > 10d = 10 \cdot 22 = 220 \text{ мм}$ и $l_s > 100 \text{ мм}$, поэтому оставляем $l_s = 370 \text{ мм}$.

Ширину продольного раскрытия трещин, нормальных к продольной оси элемента, определяем по формуле (19), принимая $\psi_s = 1$:

$$a_{кр} = \varphi_1 \varphi_2 \varphi_3 \psi_s (\sigma_s / E_s) l_s = 1,4 \cdot 0,5 \cdot 1,0 \cdot 1 \cdot (234 / 200\,000) \cdot 370 = 0,303 \text{ мм},$$

где φ_1 – коэффициент, учитывающий продолжительность действия нагрузки;

φ_2 – коэффициент, учитывающий профиль продольной арматуры;

φ_3 – коэффициент, учитывающий характер нагружения; для изгибаемых элементов $\varphi_3 = 1,0$;

a_{crc} получилась немного больше предельно допустимой ширины продолжительного раскрытия трещин, равной, согласно [3, п. 7.2.3], $a_{crc,ult} = 0,3$ мм.

По рекомендациям [3, п. 7.2.12] уточняем значение коэффициента ψ_s , учитывающего неравномерное распределение относительных деформаций растянутой арматуры на участке между трещинами, по формуле (24):

$$\psi_s = 1 - 0,8 \frac{M_{crc}}{M_{dl}^H} = 1 - 0,8 \frac{8,05}{40,53} = 0,841.$$

Вычисляем повторно a_{crc} при $\psi_s = 0,841$:

$$a_{crc} = \Phi_1 \Phi_2 \Phi_3 \psi_s (\sigma_s / E_s) l_s = 1,4 \cdot 0,5 \cdot 1,0 \cdot 0,841 \cdot (234 / 200\,000) \cdot 370 = 0,255 < a_{crc,ult} = 0,3 \text{ мм.}$$

Условие (18) выполняется.

Проверяем выполнение требования [4, условие (4.29)]:

$$(M_{dl}^H - 0,8 M_{crc}) / (M^H - 0,8 M_{crc}) = (40\,533\,000 - 0,8 \cdot 8\,046\,866) / (46\,880\,000 - 0,8 \cdot 8\,046\,866) = 0,84 > 0,68,$$

т.е. при отсутствии требований к конструкции по ограничению проницаемости достаточно проверить только ширину продолжительного раскрытия трещин.

2.3.6. Определение прогиба панели

Прогиб панели определяем с учетом наличия нормальных трещин в стадии эксплуатации, что было установлено в п. 2.3.5, и с учетом только эстетических требований, когда производится расчет лишь на действия постоянных и длительных нормативных нагрузок [3, п. 7.3.1].

Момент в середине пролета плиты от этих нагрузок:

$$M_{dl}^H = (g^H + P_{dl}^H) b_n \gamma_n l^2 / 8 = (2,575 + 7) 1,5 \cdot 0,95 \cdot 4,875^2 / 8 = 40,533 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

Модуль деформации сжатого бетона определяется по [3, формула (5.9)] с учетом требований [3, п. 7.3.11]:

$$E_{b1} = E_{b,red} = R_{b,ser} / \varepsilon_{b1,red} = 11 / 0,0028 = 3929 \text{ МПа,}$$

где $\varepsilon_{b1,red} = 0,0028$ – относительная деформация бетона при продолжительном действии нагрузки и относительной влажности воздуха в пределах 40...75% [3, табл. 5.6].

Коэффициент приведения к бетону для растянутой арматуры определяется по [3, формула (7.49)]:

$$\alpha_{s2} = E_{s,red} / E_{b,red} = 237\,762 / 3929 = 60,5,$$

где $E_{s,red}$ – приведенный модуль деформации растянутой арматуры, определяемый с учетом влияния растянутого бетона на участке между трещинами, по [3, формула (7.50)]:

$$E_{s,red} = E_s / \psi_s = 200\,000 / 0,841 = 237\,791 \text{ МПа} (\psi_s - \text{см. п. 2.3.5}).$$

Для определения расчетного случая при $A_s' = 0$ подставляем в уравнение (32) $x = h_f' b_f' h_f' / 0,5 h_f' = 1440 \cdot 50 \cdot 25 = 1\,800\,000 < \alpha_{s2} A_s (h_0 - h_f') = 60,5 \times \times 760 (285 - 50) = 10\,805\,300 \text{ мм}^3$, т.е. нейтральная ось пересекает ребро.

Определяем положение нейтральной оси из уравнения (32) в соответствии с рис. 27, з:

$$b_f' h_f' (x - h_f' / 2) + b (x - h_f') \cdot 0,5 \cdot (x - h_f') - \alpha_{s2} A_s (h_0 - x) = 0;$$

$$1440 \cdot 50 (x - 50 / 2) + 160 \cdot (x - 50) \cdot 0,5 \cdot (x - 50) - 60,5 \cdot 760 (285 - x) = 0,$$

откуда $x = 123$ мм.

Момент инерции площади сечения сжатой зоны бетона относительно центра тяжести приведенного без учета бетона растянутой зоны поперечного сечения при $x = 123$ мм определяется по формуле:

$$I_b = b_f' h_f' (x - h_f' / 2)^2 + b_f' (h_f')^3 / 12 + b (x - h_f') [(x - h_f') / 2]^2 + b (x - h_f')^3 / 12 = 1440 \cdot 50 \cdot (123 - 50 / 2)^2 + 1440 \cdot 50^3 / 12 + 160 \cdot (123 - 50) \times \times ((123 - 50) / 2)^2 + 160 \cdot (123 - 50)^3 / 12 = 72\,366\,722 \text{ мм}^4.$$

Момент инерции площади сечения растянутой арматуры относительно центра тяжести приведенного поперечного сечения определяется по формуле:

$$I_s = A_s (h_0 - x)^2 = 760 \cdot (285 - 123)^2 = 19\,945\,440 \text{ мм}^4.$$

Момент инерции приведенного поперечного сечения I_{red}' относительно его центра тяжести с учетом площади сечения бетона только сжатой зоны и площади сечения растянутой арматуры с коэффициентом приведения арматуры к бетону α_{s2} определяется по формуле:

$$I_{red}' = I_b + I_s \alpha_{s2} = 72\,366\,722 + 19\,945\,440 \cdot 60,5 = 1\,934\,497\,101 \text{ мм}^4.$$

Изгибная жесткость приведенного поперечного сечения при наличии трещин определяется по формуле:

$$D' = E_{b1} I'_{red} = 3929 \cdot 1934497101 = 7,60 \cdot 10^{12} \text{ Н} \cdot \text{мм}^2,$$

то же, при отсутствии трещин:

$$D = E_b I_{red} = 5454 \cdot 1208793333 = 6592758838182 = 6,59 \times 10^{12} < D' = 7,60 \cdot 10^{12} \text{ Н} \cdot \text{мм}^2,$$

где $E_{b1} = \frac{E_b}{1 + \varphi_{b,cr}} = \frac{24000}{1 + 3,4} = 5454 \text{ МПа.}$

В соответствии с [3, п. 7.3.11] принимаем изгибную жесткость на участках с трещинами не более жесткости без трещин, т. е.

$$D' = D = 6,59 \cdot 10^{12} \text{ Н} \cdot \text{мм}^2.$$

Кривизна оси панели в середине пролета вычисляется по формуле:

$$1/r = M_{dl}^H / D = 40533000 / (6,59 \cdot 10^{12}) = 6,151 \cdot 10^{-6} \text{ 1/мм.}$$

Поскольку $l/h = 4875/320 = 15,2 > 10$, то, согласно [4, п. 4.20], прогиб $f \approx f_m$ может определяться по формуле

$$f = s l^2 (1/r)_{\max},$$

где $1/r = 6,151 \cdot 10^{-6} \text{ 1/мм}$ – кривизна в сечении с наибольшим изгибающим моментом от нагрузки, при которой определяется прогиб;

$l = 4875 \text{ мм}$ – расчетный пролет;

$s = 5/48$ – по Приложению 6;

$f = (5/48) \cdot 4875^2 \cdot 6,151 \cdot 10^{-6} = 15,23 < f_{ult} = l/200 = 4875/200 = 24,4 \text{ мм}$, т. е. прогиб панели меньше предельно допустимого.

2.3.7. Проверка прочности панели на нагрузки, действующие во время транспортирования и монтажа

Для подъема и монтажа панель имеет четыре подъемные петли, расположенные на расстоянии $l_1 = 500 \text{ мм}$ от торцов панели (рис. 29, а). На таком же расстоянии от торцов размещаются прокладки (опоры) при перевозке панелей. Схема строповки показана на рис. 29, б. С учетом коэффициента динамичности при транспортировании $k_d = 1,6$ [3, п. 4.2.5] расчетная нагрузка на 1 м от массы панели:

$$q = k_d h_{red} b_n \rho_{10} = 1,6 \cdot 0,075 \cdot 1,5 \cdot 2,5 \cdot 10 = 4,5 \text{ кН/м.}$$

Расчетная схема панели показана на рис. 29, в. Отрицательный изгибающий момент, действующий в сечении над опорой (см. рис. 29, з):

$$M = q l_1^2 / 2 = 4,5 \cdot 0,5^2 / 2 = 0,563 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Этот момент должен восприниматься с помощью продольной монтажной арматуры ребер. Определяем требуемую площадь этой арматуры:

$$A_s = M / (0,9 h_0 R_s) = 0,563 \cdot 10^6 / (0,9 \cdot 295 \cdot 215) \approx 10 \text{ мм}^2,$$

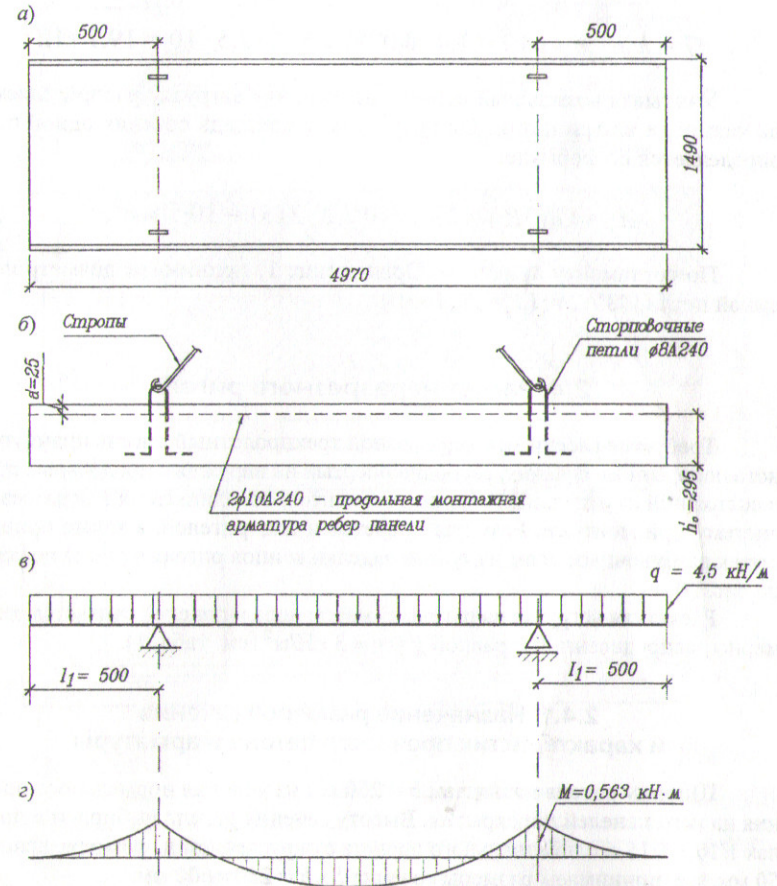


Рис. 29. Схема к расчету прочности сборной панели перекрытия на нагрузки, возникающие во время транспортирования и монтажа: а – план панели; б – схема строповки; в – расчетная схема; з – эпюра моментов

что значительно меньше площади конструктивно принятой арматуры в виде $2\varnothing 10 A240$ ($A_s = 157 \text{ мм}^2$). Здесь $h'_0 - h - d' = 320 - 25 = 295 \text{ мм}$.

2.3.8. Определение диаметра подъемных петель

Собственный вес панели с учетом коэффициента динамичности при подъеме $k_d = 1,4$ [3, п. 4.2.5] составляет

$$G = k_d h_{red} b_{II} l_{II} \rho_{10} = 1,4 \cdot 0,075 \cdot 1,5 \cdot 5 \cdot 2,5 \cdot 10 = 19,7 \text{ кН.}$$

Учитывая возможный перекося панели, эту нагрузку распределяем не на четыре, а на три петли. Тогда требуемая площадь сечения одной петли определяется по формуле:

$$A_s = G/(3R_s) = 19,7 \cdot 10^3 / (3 \cdot 215) = 30,5 \text{ мм}^2.$$

По сортаменту арматуры (Приложение 1) принимаем диаметр подъемной петли $\varnothing 8 A240$ ($A_s = 50,3 \text{ мм}^2$). *Ю.М.*

2.4. Расчет неразрезного ригеля

Требуется рассчитать неразрезной трехпролетный ригель прямоугольного поперечного сечения, свободно опертый на наружные продольные стены и состоящий из отдельных сборных элементов, объединяемых в неразрезную систему при монтаже. Размеры пролетов и шаг ригелей, а также привязка стен к разбивочным осям и глубина заделки концов ригеля в стены показаны на рис. 30.

Расчетная нагрузка на ригель от массы пола и панелей считается равномерно распределенной и равной $g' = g \approx 3 \text{ кН/м}^2$ (см. табл. 1).

2.4.1. Назначение размеров сечения и характеристик прочности бетона и арматуры

Ширину ригеля назначаем $b = 250 \text{ мм}$ из условия нормального опирания на него панелей перекрытия. Высоту сечения ригеля выбираем в пределах $1/10 \dots 1/15$ его номинального пролета с округлением до размера, кратного 50 мм , т. е. принимаем размеры сечения $b \times h = 250 \times 600 \text{ мм}$.

Изготовление ригеля предусматривается из бетона класса В25 ($R_b = 14,5 \text{ МПа}$, $R_{bt} = 1,05 \text{ МПа}$, $\gamma_{bt} = 0,9$); продольная рабочая арматура из стали класса А400 ($R_s = 355 \text{ МПа}$); поперечная арматура из стали класса А240 ($R_{sw} = 170 \text{ МПа}$).

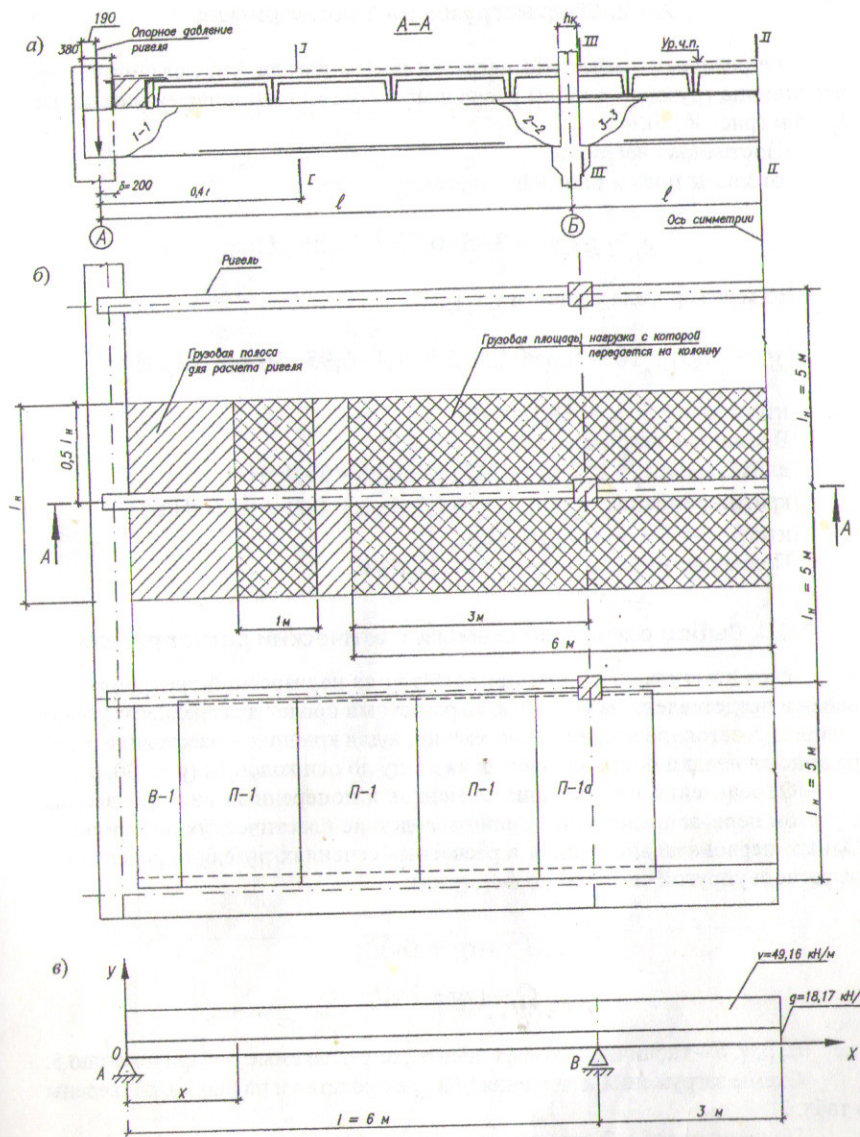


Рис. 30. Схема к расчету ригеля:

а – расчетные сечения; б – грузовая полоса; в – расчетная схема

2.4.2. Сбор нагрузок на 1 пог. м ригеля

Определяем расчетную нагрузку на 1 м ригеля, учитывая при этом, что ширина грузовой полосы равна шагу сетки колонн поперек ригеля, т. е. $l_n = 5$ м (рис. 30, б).

Постоянная нагрузка:

от массы пола и панелей с учетом $\gamma_n = 0,95$:

$$g_1 = g l_n \gamma_n = 3 \cdot 5 \cdot 0,95 = 14,25 \text{ кН/м};$$

от массы ригеля с учетом γ_r и γ_n :

$$g_2 = b h r \gamma_r \gamma_n 10 = 0,6 \cdot 0,25 \cdot 2,5 \cdot 1,1 \cdot 0,95 \cdot 10 = 3,92 \text{ кН/м};$$

итого: $g = g_1 + g_2 = 18,17 \text{ кН/м}$.

Временная нагрузка с учетом $\gamma_n = 0,95$:

длительная: $v_1 = p_{дл}^n l_n \gamma_r \gamma_n = 7 \cdot 5 \cdot 1,2 \cdot 0,95 = 39,9 \text{ кН/м}$;

кратковременная: $v_2 = p_{кр}^n l_n \gamma_r \gamma_n = 1,5 \cdot 5 \cdot 1,3 \cdot 0,95 = 9,26 \text{ кН/м}$;

итого: $v = v_1 + v_2 = 49,16 \text{ кН/м}$.

Полная нагрузка: $q = g + v = 67,33 \text{ кН/м}$.

2.4.3. Выбор расчетной схемы и статический расчет ригеля

Расчетная схема ригеля принята в виде неразрезной трехпролетной балки и представлена на рис. 30, в. За расчетный пролет для среднего пролета принято расстояние между осями колонн, а для крайних – расстояние от середины площадки опирания ригеля на стену до оси колонны (рис. 30, а).

Определение изгибающих моментов и поперечных сил производим с учетом перераспределения усилий вследствие пластических деформаций. Однако первоначально усилия в расчетных сечениях ригеля определяются из расчета упругой системы по формулам:

$$M = (\alpha g + \beta v) l^2;$$

$$Q = (\gamma g + \delta v) l,$$

где $\alpha, \beta, \gamma, \delta$ – табличные коэффициенты, определяемые по Приложению 5. Схемы загрузки и значения M и Q в пролетах и на опорах приведены в табл. 2.

По данным табл. 2 строятся эпюры изгибающих моментов и поперечных сил для различных сочетаний нагрузки. Для этого дополнительно вычисляются промежуточные значения M .

Таблица 2

Определение расчетных усилий

№ п/п	Схемы загрузки и эпюры моментов	Изгибающие моменты, кНм				Поперечные силы, кН		
		M_1	M_2	M_3	M_4	Q_A	Q_B^l	Q_B^p
1		$0,08 \cdot 18,17 \times 6^2 = 52,33$ <i>по прог.</i>	$0,025 \cdot 18,17 \times 6^2 = 16,35$	52,33	$-0,1 \cdot 18,17 \times 6^2 = -65,41$	$0,4 \cdot 18,17 \times 6 = 43,61$	$-0,6 \cdot 18,17 \times 6 = -65,41$	$0,5 \cdot 18,17 \times 6 = 54,51$
2		$0,1 \cdot 49,16 \times 6^2 = 176,98$	$-0,05 \cdot 49,16 \times 6^2 = -88,49$	176,98	$-0,05 \cdot 49,16 \times 6^2 = -88,49$	$0,45 \cdot 49,16 \times 6 = 132,73$	$-0,55 \cdot 49,16 \times 6^2 = -162,23$	0
3		$-0,025 \cdot 49,16 \times 6^2 = -44,24$ (в сечении $x = 0,5l$)	$0,075 \cdot 49,16 \times 6^2 = 132,73$	-44,24	$-0,05 \cdot 49,16 \times 6^2 = -88,49$	$-0,05 \cdot 49,16 \times 6 = -14,75$	$-0,05 \cdot 49,16 \times 6 = -14,75$	$0,5 \cdot 49,16 \times 6 = 147,48$
4		$0,12 \cdot 49,16 \times 6^2 - 0,4M_e = 129,55$	$49,16 \cdot 6^2 - \frac{77,877}{2} = 88,49$ $M_2 + M_3 = 229,31$	-0,4 $M_e = -23,36$	$-0,117 \cdot 49,16 \times 6^2 = -207,06$	$0,383 \cdot 49,16 \times 6 = 112,97$	$-0,617 \cdot 49,16 \times 6 = -182,00$	$0,583 \cdot 49,16 \times 6 = 171,96$
5	Наиболее выгоднейшее сочетание	1 + 2 229,31	1 + 3 149,08	1 + 2 229,31	1 + 4 -272,47	1 + 2 176,34	1 + 4 -247,41	1 + 4 226,47

Значения M и Q от постоянной нагрузки (табл. 2, схема 1) входят в каждое сочетание.

Далее производится перераспределение усилий исходя из требования максимально возможного облегчения стыка ригеля с колонной. В данном расчете перераспределение усилий ограничивается уменьшением для сочетания 1 + 4 наибольшей величины опорного отрицательного изгибающего момента M_B , полученного при упругом расчете, на 30% (рис. 31):

$$M = 0,3M_B = 0,3 \cdot 272,47 = 81,74 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

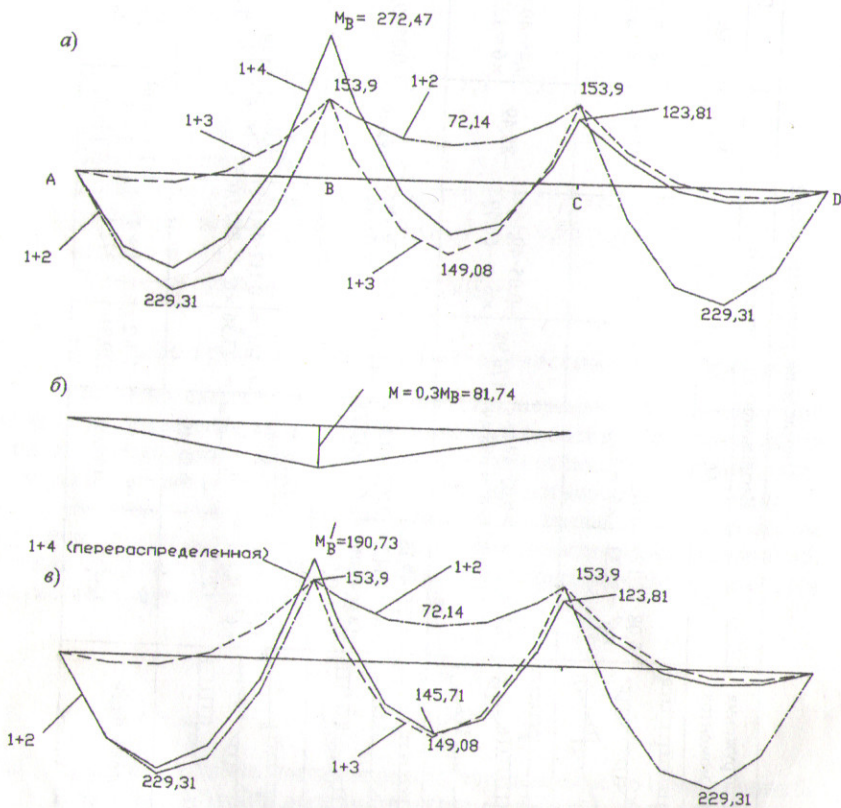


Рис. 31. Схема к расчету трехпролетного ригеля:

а – эпюры моментов, полученные по упругой стадии расчета;

б – выравнивающая эпюра моментов для загрузки 1 + 4;

в – эпюры моментов после перераспределения усилий для загрузки 1 + 4

Эпюра выравненных моментов для загрузки 1 + 4 с наибольшим по модулю значением изгибающего момента на опоре

$$M_B' = M_B - M = 272,47 - 81,74 = 190,73 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

показана на рис. 31, в.

В связи с перераспределением изгибающих моментов уточняем величины поперечных сил для сочетания 1 + 4 при $g = 18,17 \text{ кН/м}$; $v = 49,16 \text{ кН/м}$; $M_B' = 190,73 \text{ кН}\cdot\text{м}$; $M_C = 123,81 \text{ кН}\cdot\text{м}$ (см. рис. 31, в):

$$Q_A = 0,5(g + v)l - M_B'/l = 0,5(18,17 + 49,16)6 - 190,73/6 = 170,20 \text{ кН};$$

$$Q_B^n = -[0,5(g + v)l + M_B'/l] = -[0,5(18,17 + 49,16)6 + 190,73/6] = -233,78 \text{ кН};$$

$$Q_B^n = 0,5(g + v)l + (M_B' - M_C)/l = 0,5(18,17 + 49,16)6 + (190,73 - 123,81)/6 = 213,14 \text{ кН};$$

$$Q_C = 0,5(g + v)l + (M_C - M_B')/l = 0,5(18,17 + 49,16)6 + (123,81 - 190,73)/6 = 190,84 \text{ кН}.$$

Значения наибольших расчетных усилий приведены в табл. 3. По найденным усилиям строятся огибающие эпюры M и Q (рис. 32).

Таблица 3

Значения наибольших расчетных усилий

Способ определения усилий	Изгибающие моменты, кН·м					Поперечные силы, кН		
	M_1	M_2	M_3	M_B	M_C	Q_A	Q_B^a	Q_B^n
По упругой схеме	1 + 2 229,31	1 + 3 149,08	1 + 2 229,31	1 + 4 -272,47	1 + 2 1 + 3 -153,90	1 + 2 176,34	1 + 4 -247,41	1 + 4 226,47
С учетом перераспределения усилий (схема 1 + 4)	214,58	145,71	28,97	-190,73	-123,81	170,20	-233,78	213,14
Приняты к расчету	229,31	149,08	229,31	-190,73	-153,9	176,34	-233,78	213,14

2.4.4. Расчет прочности нормальных сечений

Уточняем высоту сечения ригеля по наибольшему по модулю изгибающему моменту на опоре В $M_B' = 190,73 \text{ кН}\cdot\text{м}$.

Определяем изгибающий момент, действующий по грани колонны:

$$M_{B_{гр}} = M_B' - Q_B^n h_k / 2 = 190,73 - 213,14 \cdot 0,3 / 2 = 158,76 \text{ кН}\cdot\text{м},$$

где Q_B^n – поперечная сила на опоре В справа; M_B' и Q_B^n находили при загрузке I + 4;

h_k – высота сечения колонны в направлении пролета ригеля, которой задаемся.

При ширине ригеля $b = 250 \text{ мм}$, $\xi = 0,35$ и $A_0 = 0,289$ определяем его рабочую высоту по формуле:

$$h_0 = [M_{B_{гр}} / (A_0 \gamma_{b1} R_b b)]^{1/2} = [158,76 \cdot 10^6 / (0,289 \cdot 0,9 \cdot 14,5 \cdot 250)]^{1/2} = 410 \text{ мм}.$$

Полная высота ригеля при двухрядном расположении по высоте сечения стержней продольной арматуры:

$$h = h_0 + a = 410 + 70 = 480 \text{ мм}.$$

С учетом требований унификации высоту сечения округляем в большую сторону до размера, кратного 50 мм, т.е. принимаем $h = 500 \text{ мм}$. При этом отношение $h/b = 500/250 = 2 < 3$ находится в пределах оптимальных значений. Тогда

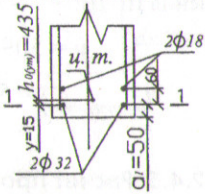
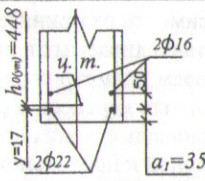
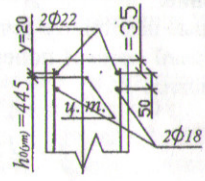
$$h_0 = h - a = 500 - 70 = 430 \text{ мм}.$$

Требуемую площадь сечения продольной арматуры в расчетных сечениях ригеля (рис. 30, а) определяем как для элемента прямоугольного сечения с одиночной рабочей арматурой. Результаты подбора арматуры сведены в табл. 4, из которой видно, что для всех сечений $A_0 < A_R = 0,390$ [4, табл. 3.2], т.е. для всех этих сечений достаточно одиночной арматуры.

Армируем каждый элемент ригеля двумя плоскими сварными каркасами с расположением рабочих стержней в два ряда по высоте сечения. На схемах армирования для всех расчетных сечений с учетом соблюдения необходимой толщины защитного слоя бетона и минимальных расстояний между стержнями в сварных каркасах (см. [3, п. 8.3.1] и Приложение 2) определены расстояния от центров тяжести продольных стержней до верхней и нижней растянутых граней сечения, которые затем используются для конструирования ригеля.

Результаты подбора продольной рабочей арматуры ригеля

Таблица 4

Сечение	h_0 , мм	M , кН·м	A_0	η	A_s , кв. мм	Принята арматура	
						Схема армирования	Фактическая площадь, кв. мм
I-I	430	229,31	0,380	0,745	2016,82		509 + 1608 = = 2117
II-II	430	149,08	0,247	0,856	1114,5		402 + 760 = = 1162
III-III (опора В)	430	158,76 ($M_{B_{гр}}$)	0,263	0,844	1232		509 + 760 = = 1269

Находим положение центров тяжести для всей рабочей арматуры относительно оси 1-1, проходящей через центр тяжести стержней крайнего ряда (см. табл. 4). Для этого определяем статический момент площади данной арматуры относительно оси 1-1, который делим на площадь сечения всей арматуры. Для сечения I-I:

$$y = S_s / A_s = 509 \cdot 60 / 2117 = 14,42 \approx 15 \text{ мм}.$$

После этого определяем уточненное значение h_0 , которое используется в дальнейшем при построении эпюры материалов:

$$h_{0(\text{уточненное})} = h - (y + a_1) = 500 - (15 + 50) = 435 \text{ мм}.$$

Аналогичным образом получаем:
для сечения II–II:

$$y = 402 \cdot 50 / 1162 = 17,29 \approx 17 \text{ мм};$$

$$h_{0(\text{уточненное})} = 500 - (17 + 35) = 448 \text{ мм};$$

для сечения III–III:

$$y = 509 \cdot 50 / 1269 = 20 \text{ мм};$$

$$h_{0(\text{уточненное})} = 500 - (20 + 35) = 445 \text{ мм}.$$

2.4.5. Расчет прочности наклонных сечений

В зависимости от принятого ранее наибольшего диаметра продольных стержней, устанавливаемых в ригеле, пользуясь Приложением 2, из условий сварки назначаем диаметр поперечных стержней $d_w = 10 \text{ мм}$ ($a_{sw} = 78,5 \text{ мм}^2$). Число арматурных каркасов в ригеле $n = 2$, при этом $A_{sw} = n a_{sw} = 2 \cdot 78,5 = 157 \text{ мм}^2$ – площадь сечения поперечных стержней, расположенных в одной перпендикулярной к продольной оси элемента плоскости, пересекающей наклонное сечение.

Расчетные наклонные сечения показаны на рис. 30, а и рис. 33.

На крайней опоре А поперечная сила $Q_A = 176,34 \text{ кН}$. Проверяем выполнение условия:

$$Q \leq 0,5 \gamma_{bt} R_{bt} b h_0.$$

$Q = Q_A = 176340 > 0,5 \cdot 0,9 \cdot 1,05 \cdot 250 \cdot 450 = 53156 \text{ Н}$ – условие не выполняется, следовательно, на этом приопорном участке наклонные трещины образуются и требуется установка поперечной арматуры по расчету.

Назначаем предварительный шаг поперечных стержней на приопорном участке у опоры А длиной, равной 1/4 пролета, $s = 150 \text{ мм}$, что отвечает конструктивным требованиям [3, п. 8.3.11] и Приложению 2, а также не превышает наибольшего допустимого расстояния s_{\max} между двумя соседними поперечными стержнями, при котором исключается возможность образования наклонной трещины между ними:

$$s_{\max} = \gamma_{bt} R_{bt} b h_0^2 / Q = 0,9 \cdot 1,05 \cdot 250 \cdot 450^2 / 176340 = 271 \text{ мм}.$$

Определяем усилие в поперечных стержнях на единицу длины элемента:

$$q_{sw} = R_{sw} A_{sw} / s = 170 \cdot 157 / 150 = 178 \text{ Н/мм}.$$

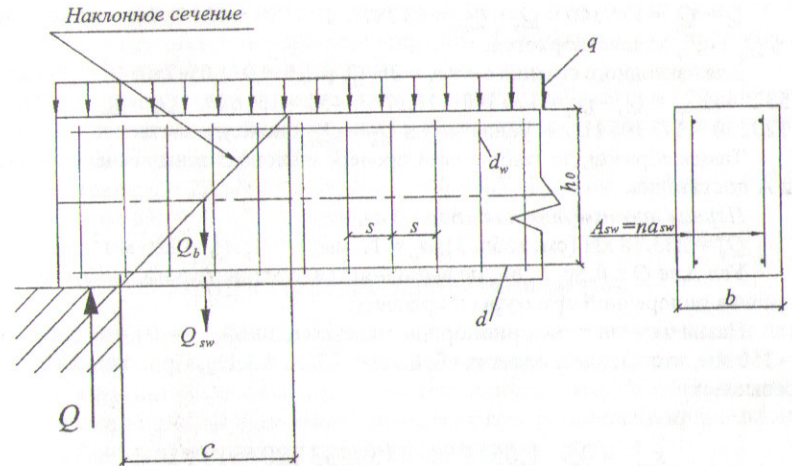


Рис. 33. Схема усилий при расчете ригеля по наклонному сечению на действие поперечных сил

Проверяем соблюдение условия $q_{sw} \geq 0,25 \gamma_{bt} R_{bt} b$; $178 > 0,25 \cdot 0,9 \cdot 1,05 \cdot 250 = 59 \text{ Н/мм}$ – условие выполняется и поперечные стержни могут полностью учитываться в расчете.

По условию $Q \leq Q_b + Q_{sw}$ (9) проверяем на этом участке прочность двух наклонных сечений, для которых $c = c_1 = 2,5 h_0$ и $c = c_2 = 3 h_0$.

Для наклонного сечения с длиной горизонтальной проекции $c = c_1 = 2,5 h_0$ поперечная сила, воспринимаемая бетоном, определяется по формуле

$$Q_b = \varphi_{b2} \gamma_{bt} R_{bt} b h_0^2 / c = 1,5 \cdot 0,9 \cdot 1,05 \cdot 250 \cdot 450^2 / (2,5 \cdot 450) = 63787 \text{ Н};$$

$$2,5 \gamma_{bt} R_{bt} b h_0 = 2,5 \cdot 0,9 \cdot 1,05 \cdot 250 \cdot 450 = 265781 \text{ Н};$$

$$0,5 \gamma_{bt} R_{bt} b h_0 = 0,5 \cdot 0,9 \cdot 1,05 \cdot 250 \cdot 450 = 53156 \text{ Н}.$$

Величина Q_b соответствует требованиям [3, п. 6.2.34].

Поперечная сила, воспринимаемая поперечными стержнями, определяется по формуле:

$$Q_{sw} = \varphi_{sw} q_{sw} c_0 = 0,75 \cdot 178 \cdot 2 \cdot 450 = 120150 \text{ Н},$$

где $c_0 = 2 h_0 = 2 \cdot 450 = 900 \text{ мм}$ – наибольшая длина проекции наклонной трещины, принимаемая равной c , но не более $2 h_0$ [3, пп. 3.31, 3.32];

$Q = Q_A = 176\,340 < Q_b + Q_{sw} = 63\,787 + 120\,150 = 183\,937$ Н, т.е. условие $Q \leq Q_b + Q_{sw}$ удовлетворяется.

Для наклонного сечения $c = c_2 = 3h_0$, $Q_b = 1,5 \cdot 0,9 \cdot 1,05 \cdot 250 \cdot 450^2 / (3 \cdot 450) = 53\,156$ Н; $Q = Q_A - gc_2 = 176\,340 - 18,17 \cdot 3 \cdot 450 = 151\,810 < Q_b + Q_{sw} = 53\,156 + 120\,150 = 173\,306$ Н, т.е. условие $Q \leq Q_b + Q_{sw}$ также удовлетворяется.

Таким образом, прочность всех проверенных наклонных сечений у опоры А достаточна.

Первая промежуточная опора В слева:

$Q_B^n = 233,78$ кН (см. табл. 3); $d_w = 12$ мм; $n = 2$; $A_{sw} = 226$ мм².

Условие $Q \leq 0,5\gamma_{b1}R_b b h_0$ не выполняется, следовательно, требуется постановка поперечной арматуры по расчету.

Назначаем на этом приопорном участке длиной $l_{оп} = l/4 = 6/4 = 1,5$ м $s = 150$ мм, что удовлетворяет требованиям [3, п. 8.3.11], Приложения 2 и не превышает

$$s_{max} = 0,9 \cdot 1,05 \cdot 250 \cdot 445^2 / 233\,780 = 191 \text{ мм};$$

$$q_{sw} = 170 \cdot 226 / 150 = 256 > 0,25\gamma_{b1}R_b b = 0,25 \cdot 0,9 \cdot 1,05 \cdot 250 = 59 \text{ Н/мм}.$$

По условию $Q \leq Q_b + Q_{sw}$ проверяем прочность двух наклонных сечений, для которых $c = c_1 = 2,5h_0$ и $c = c_2 = 3h_0$.

Для наклонного сечения $c = c_1 = 2,5h_0$

$$Q_b = 1,5 \cdot 0,9 \cdot 1,05 \cdot 250 \cdot 445^2 / (2,5 \cdot 445) = 63\,079 \text{ Н};$$

$$Q_{sw} = \varphi_{sw} q_{sw} c_0 = 0,75 \cdot 256 \cdot 2 \cdot 445 = 170\,880 \text{ Н};$$

$$Q = Q_B^n - gc_1 = 233\,780 - 18,17 \cdot 2,5 \cdot 445 = 212\,000 < 63\,079 + 170\,880 = 239\,959 \text{ Н},$$

т.е. условие $Q \leq Q_b + Q_{sw}$ удовлетворяется. То же, для наклонного сечения $c = c_2 = 3h_0$:

$$Q_b = 1,5 \cdot 0,9 \cdot 1,05 \cdot 250 \cdot 445^2 / (3 \cdot 445) = 52\,566 \text{ Н}.$$

$Q = Q_B^n - gc_2 = 233\,780 - 18,17 \cdot 3 \cdot 445 = 209\,523 < 52\,566 + 170\,880 = 223\,446$ Н, т.е. условие $Q \leq Q_b + Q_{sw}$ удовлетворяется. Считаем, что прочность любого наклонного сечения слева от первой промежуточной опоры В обеспечена.

Поскольку Q_B^n меньше Q_B^n примерно на 9%, то на приопорном участке второго пролета предусматриваем такое же поперечное армирование, как и на приопорном участке первого пролета у опоры В.

В средней части первого и второго пролетов принимаем шаг $s_1 = 200$ мм при диаметре поперечных стержней $d_w = 10$ мм, что не превышает $0,75h_0 = 0,75 \cdot 430 = 322,5$ мм и 500 мм.

Проверяем достаточность размеров принятого сечения для обеспечения прочности по наклонной полосе между наклонными трещинами в соответствии с требованиями [4, п. 3.30].

Условие $Q = 233\,780 < 0,3\gamma_{b1}R_b b h_0 = 0,3 \cdot 0,9 \cdot 14,5 \cdot 250 \cdot 445 = 420\,863$ Н удовлетворяется.

2.4.6. Построение эпюры материалов

Построение эпюры материалов для первого и второго пролетов и первой промежуточной опоры выполняем в следующей последовательности.

1. Определяем изгибающие моменты, которые могут восприниматься расчетными нормальными сечениями ригеля при фактически принятой арматуре. При этом используем данные, приведенные в табл. 4.

Первый пролет (сечение I-I). Арматура $2\varnothing 32 + 2\varnothing 18$ А400 ($A_s = 2117$ мм²); $h_{0(уточненное)} = 435$ мм.

Вычисляем:

$$\xi = R_s A_s / (\gamma_{b1} R_b b h_0) = 355 \cdot 2117 / (0,9 \cdot 14,5 \cdot 250 \cdot 435) = 0,530 < \xi_R = 0,531 \text{ [4, с. 21];}$$

$$\eta = 1 - 0,5\xi = 1 - 0,5 \cdot 0,530 = 0,735;$$

$$M_{\phi 1} = \eta h_0 R_s A_s = 0,735 \cdot 435 \cdot 355 \cdot 2117 = 240\,284\,528 \text{ Н}\cdot\text{мм} = 240,28 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Арматура $2\varnothing 32$ А400 ($A_s = 1608$ мм²); $h_{0(уточненное)} = 450$ мм.

Вычисляем:

$$\xi = R_s A_s / (\gamma_{b1} R_b b h_0) = 355 \cdot 1608 / (0,9 \cdot 14,5 \cdot 250 \cdot 450) = 0,389;$$

$$\eta = 1 - 0,5\xi = 1 - 0,5 \cdot 0,389 = 0,806;$$

$$M_{\phi 2} = \eta h_0 R_s A_s = 0,806 \cdot 450 \cdot 355 \cdot 1608 = 207\,043\,668 \text{ Н}\cdot\text{мм} = 207,04 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Опора В. Арматура $2\varnothing 22 + 2\varnothing 18$ А400 ($A_s = 1269$ мм²); $h_{0(уточненное)} = 445$ мм.

Вычисляем:

$$\xi = R_s A_s / (\gamma_{b1} R_b b h_0) = 355 \cdot 1269 / (0,9 \cdot 14,5 \cdot 250 \cdot 445) = 0,310;$$

$$\eta = 1 - 0,5\xi = 1 - 0,5 \cdot 0,310 = 0,845;$$

$$M_{\phi 3} = \eta h_0 R_s A_s = 0,845 \cdot 445 \cdot 355 \cdot 1269 = 169\,367\,479 \text{ Н}\cdot\text{мм} = 169,37 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Арматура 2Ø22 А400 ($A_s = 760 \text{ мм}^2$); $h_{0(\text{уточненное})} = 465 \text{ мм}$.

Вычисляем:

$$\xi = R_s A_s / (\gamma_{b1} R_b b h_0) = 355 \cdot 760 / (0,9 \cdot 14,5 \cdot 250 \cdot 465) = 0,178;$$

$$\eta = 1 - 0,5\xi = 1 - 0,5 \cdot 0,178 = 0,911;$$

$$M_{\phi 4} = \eta h_0 R_s A_s = 0,911 \cdot 465 \cdot 355 \cdot 760 = 114\,301\,132 \text{ Н}\cdot\text{мм} = 114,3 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Заменим на части первого пролета слева оставшиеся 2Ø22 А400 на 2Ø12 А400 ($A_s = 226 \text{ мм}^2$); $h_0 = 465 \text{ мм}$.

Вычисляем:

$$\xi = R_s A_s / (\gamma_{b1} R_b b h_0) = 355 \cdot 226 / (0,9 \cdot 14,5 \cdot 250 \cdot 465) = 0,0529;$$

$$\eta = 1 - 0,5\xi = 1 - 0,5 \cdot 0,0529 = 0,974;$$

$$M_{\phi 5} = \eta h_0 R_s A_s = 0,974 \cdot 465 \cdot 355 \cdot 226 = 36\,320\,459 \text{ Н}\cdot\text{мм} = 36,32 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Второй пролет (сечение II-II). Арматура 2Ø22 + 2Ø16 А400 ($A_s = 1162 \text{ мм}^2$); $h_{0(\text{уточненное})} = 448 \text{ мм}$.

Вычисляем:

$$\xi = R_s A_s / (\gamma_{b1} R_b b h_0) = 355 \cdot 1162 / (0,9 \cdot 14,5 \cdot 250 \cdot 448) = 0,282;$$

$$\eta = 1 - 0,5\xi = 1 - 0,5 \cdot 0,282 = 0,859;$$

$$M_{\phi 6} = \eta h_0 R_s A_s = 0,859 \cdot 448 \cdot 355 \cdot 1162 = 158\,747\,048 \text{ Н}\cdot\text{мм} = 158,74 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Арматура 2Ø22 А400 ($A_s = 760 \text{ мм}^2$); $h_{0(\text{уточненное})} = 465 \text{ мм}$.

Вычисляем:

$$\xi = R_s A_s / (\gamma_{b1} R_b b h_0) = 355 \cdot 760 / (0,9 \cdot 14,5 \cdot 250 \cdot 465) = 0,178;$$

$$\eta = 1 - 0,5\xi = 1 - 0,5 \cdot 0,178 = 0,911;$$

$$M_{\phi 7} = \eta h_0 R_s A_s = 0,911 \cdot 465 \cdot 355 \cdot 760 = 114\,301\,132 \text{ Н}\cdot\text{мм} = 114,30 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

2. Места расположения точек теоретического обрыва рабочих стержней определяем графически, путем совмещения ступенчатой эпюры материалов с огибающей эпюрой моментов от внешней нагрузки (см. рис. 32). Точки теоретического обрыва рабочих стержней совпадают с точками пересечения огибающей эпюры моментов с горизонтальными линиями эпюры материалов.

3. Определяем длину заделки (анкеровки) обрываемых стержней, т.е. расстояние от точки теоретического обрыва стержня до точки фактического обрыва.

В первом пролете обрываем два стержня Ø18 верхнего ряда; первая плоскость теоретического обрыва пересекает поперечное сечение ригеля 1-1, проходящее через точку теоретического обрыва 1; $Q_1 = 56,4 \text{ кН}$ (принято по масштабу по эпюре Q под точкой теоретического обрыва 1 для загрузки 1 + 2);

$$q_{sw} = 170 \cdot 157 / 200 = 133,45 \text{ Н/мм};$$

$$Q_1 / (2q_{sw}) = 56\,400 / (2 \cdot 133,45) = 211 < h_0 = 435 \text{ мм};$$

длина анкеровки определяется по формуле:

$$w_1 = Q_1 / (2q_{sw}) + 5d = 56\,400 / (2 \cdot 133,45) + 5 \cdot 18 = 301 \text{ мм};$$
$$20d = 20 \cdot 18 = 360 \text{ мм};$$

принимаем $w_1 = 360 \text{ мм}$;

вторая плоскость теоретического обрыва (сечение 2-2) $Q_2 = 53,6 \text{ кН}$;

$$q_{sw} = 170 \cdot 157 / 200 = 133,45 \text{ Н/мм};$$

$$Q_2 / (2q_{sw}) = 53\,600 / (2 \cdot 133,45) = 201 < h_0 = 435 \text{ мм};$$

длина анкеровки определяется по формуле:

$$w_2 = Q_2 / (2q_{sw}) + 5d = 53\,600 / (2 \cdot 133,45) + 5 \cdot 18 = 291 \text{ мм};$$

принимаем $w_2 = 360 \text{ мм}$.

На опоре В слева обрываем сначала $2\varnothing 18$; в сечении 3–3 $Q_3 = 73,2$ кН;

$$q_{sw} = 170 \cdot 226/150 = 256 \text{ Н/мм};$$

$$Q_3/(2q_{sw}) = 73\,200/(2 \cdot 256) = 143 < h_0 = 445 \text{ мм};$$

длина анкеровки определяется по формуле:

$$w_3 = Q_3/(2q_{sw}) + 5d = 73\,200/(2 \cdot 256) + 5 \cdot 18 = 233 \text{ мм};$$

$$20d = 20 \cdot 18 = 360 \text{ мм};$$

принимаем $w_3 = 360$ мм.

При замене оставшихся $2\varnothing 22$ на $2\varnothing 12$ (сечение 4–4) имеем $Q_4 = 47,37$ кН;

$$q_{sw} = 170 \cdot 226/150 = 256 \text{ Н/мм};$$

$$Q_4/(2q_{sw}) = 47\,370/(2 \cdot 256) = 92,5 < h_0 = 465 \text{ мм};$$

длина анкеровки определяется по формуле:

$$w_4 = Q_4/(2q_{sw}) + 5d = 47\,370/(2 \cdot 256) + 5 \cdot 22 = 202,5 \text{ мм};$$

$$20d = 20 \cdot 22 = 440 \text{ мм};$$

принимаем $w_4 = 440$ мм.

Во втором пролете обрываем два стержня $\varnothing 16$ верхнего ряда; первая плоскость теоретического обрыва пересекает поперечное сечение ригеля 5–5, проходящее через точку теоретического обрыва 5; $Q_5 = 65,5$ кН (принято по масштабу по эпюре Q под точкой теоретического обрыва 5 для загрузки 1 + 3);

$$q_{sw} = 170 \cdot 157/200 = 133,45 \text{ Н/мм};$$

$$Q_5/(2q_{sw}) = 65\,500/(2 \cdot 133,45) = 245 < h_0 = 448 \text{ мм};$$

длина анкеровки определяется по формуле:

$$w_5 = Q_5/(2q_{sw}) + 5d = 65\,500/(2 \cdot 133,45) + 5 \cdot 16 = 325 \text{ мм};$$

$$20d = 20 \cdot 16 = 320 \text{ мм};$$

принимаем $w_5 = 325$ мм.

На опоре В справа обрываем $2\varnothing 18$ (сечение 6–6); $Q_6 = 38$ кН;

$$q_{sw} = 170 \cdot 226/150 = 256 \text{ Н/мм};$$

$$Q_6/(2q_{sw}) = 38\,000/(2 \cdot 256) = 74 < h_0 = 445 \text{ мм};$$

длина анкеровки определяется по формуле:

$$w_6 = 38\,000/(2 \cdot 256) + 5 \cdot 18 = 164 \text{ мм}; 20d = 20 \cdot 18 = 360 \text{ мм};$$

принимаем $w_6 = 360$ мм.

2.5. Расчет колонны

2.5.1. Исходные данные

Требуется рассчитать промежуточную колонну четырехэтажного производственного здания с жесткой конструктивной схемой и сеткой колонн $l \times l_n = 6 \times 5$ м. Ригели перекрытия размещены поперек здания и вместе с колоннами образуют рамные узлы. Здание имеет неполный железобетонный каркас и концы ригелей крайних пролетов свободно опираются на наружные продольные кирпичные стены, на которые также передается нагрузка от перекрытия. Высота этажей $H = 4$ м. Нагрузки на 1 м^2 от междуэтажного перекрытия и на 1 м ригеля приняты по данным пп. 2.3.2 и 2.4.2.

Для изготовления колонны назначаем бетон класса В20 ($R_b = 11,5$ МПа, $R_{bt} = 0,9$ МПа, $E_b = 27\,500$ МПа, $\gamma_{bt} = 0,9$) и продольную рабочую арматуру из стали класса А400 ($R_s = R_{sc} = 355$ МПа, $E_s = 2 \cdot 10^5$ МПа).

2.5.2. Сбор нагрузок, расчетная схема, определение усилий

Нагрузка на колонну собирается с грузовой площади $F = l \times l_n = 6 \times 5 = 30 \text{ м}^2$ (рис. 30, б).

Постоянная нагрузка на колонну:

от перекрытия одного этажа с учетом $\gamma_n = 0,95$:

$$g_1 = gF\gamma_n = 2,97 \cdot 30 \cdot 0,95 = 84,64 \text{ кН},$$

где $g = 2,97 \text{ кН/м}^2$ (см. табл. 1);

от собственной массы ригеля:

$$g_3 = g_2 l = 3,92 \cdot 6 = 23,52 \text{ кН},$$

где $g_2 = 3,92 \text{ кН/м}$ – нагрузка от собственного веса 1 м ригеля (см. п. 2.4.2); от собственной массы колонны сечением $0,3 \times 0,3$ м, $H = 4$ м, $\rho = 2,5 \text{ т/м}^3$ (сечением колонны $0,3 \times 0,3$ м мы предварительно задались для сбора нагрузок):

$$g_4 = h_k^2 H \rho \gamma_n 10 = 0,3 \cdot 0,3 \cdot 4 \cdot 2,5 \cdot 1,1 \cdot 0,95 \cdot 10 = 9,405 \text{ кН};$$

итого $G = g_1 + g_3 + g_4 = 117,57 \text{ кН}$.

Временная нагрузка на колонну от перекрытия одного этажа с коэффициентом $\gamma_n = 0,95$:

$$P = (P_{дл} + P_{кр})F\gamma_n = (8,4 + 1,95) \cdot 30 \cdot 0,95 = 294,98 \text{ кН,}$$

значения $P_{дл}$ и $P_{кр}$ см. в табл. 1.

Расчетные схемы для звеньев колонны всех этажей приведены на рис. 34, б. В соответствии с [3, п. 6.2.18] расчетная длина этажа шарнирно закрепленной в уровне середины высоты ригеля и с податливой заделкой в уровне верхнего обреза фундамента

$$l_{01} = (H - h_1 + \Delta)\mu = (4 - 0,7 + 0,5) \cdot 0,9 = 3,42 \text{ м,}$$

где h_1 – расстояние от уровня пола второго этажа до оси ригеля перекрытия над первым этажом;

Δ – расстояние от уровня пола первого этажа до верхнего обреза фундамента; принимаем $\Delta = 0,5$ м (рис. 34, а);

$H - h_1 + \Delta$ – геометрическая длина колонны первого этажа;

μ – коэффициент приведения длины; в нашем случае $\mu = 0,9$;

расчетная длина колонны для звеньев второго и третьего этажей при $\mu = 1$:

$$l_{02} = l_{03} = H\mu = 4 \text{ м.}$$

Вычисляем продольные сжимающие усилия в колонне в расчетных сечениях, находящихся немного выше верха перекрытия над нижележащим этажом и на уровне верхнего обреза фундамента.

Полная величина продольного усилия в сечении 3–3 (рис. 34, а):

$$N_3 = G + P = 117,57 + 294,98 = 412,55 \text{ кН,}$$

то же, в сечениях 2–2 и 1–1 соответственно:

$$N_2 = 2N_3 = 2 \cdot 412,55 = 825,10 \text{ кН,}$$

$$N_1 = 3N_3 = 3 \cdot 412,55 = 1237,65 \text{ кН.}$$

Кроме того, определяем продольное сжимающее усилие N_1' и изгибающий момент M в расчетном сечении колонны 4–4, расположенном на уровне оси ригеля первого этажа (см. рис. 34, а и рис. 35).

Продольное усилие N_1' определяем, собирая нагрузку следующим образом. Постоянная нагрузка на колонну от собственного веса всех междуэтажных перекрытий собирается с грузовой площади над каждым этажом $F = 30 \text{ м}^2$:

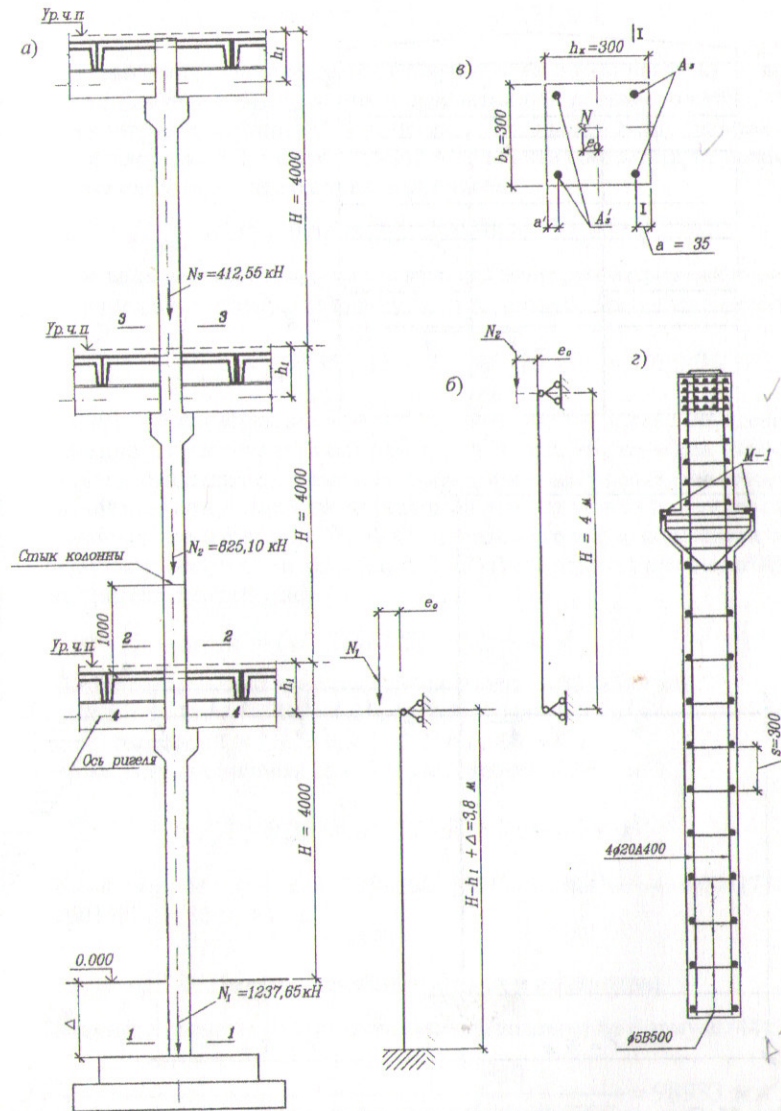


Рис. 34. Схема к проектированию колонны:
 а – общий вид; б – расчетные схемы; в – сечение;
 г – армирование монтажной единицы

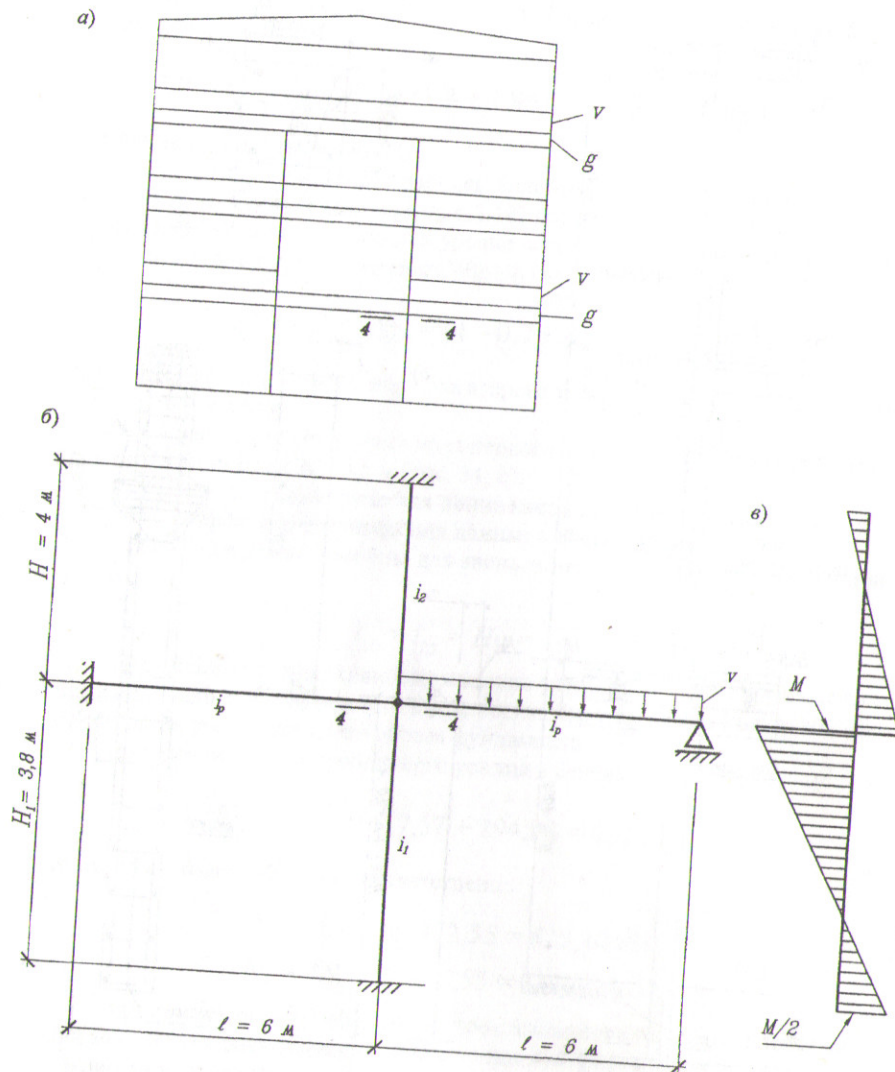


Рис. 35. Схема к определению изгибающего момента в сечении колонны 4-4:
 а – схема загрузки рассчитываемой колонны; б – расчетная схема для определения изгибающего момента в сечении 4-4 рассматриваемой колонны;
 в – эпюра моментов в рассматриваемой колонне

$$N_{\text{пост}} = 3G = 117,57 \cdot 3 = 352,71 \text{ кН.}$$

С такой же грузовой площади собираем временную нагрузку со всех междуэтажных перекрытий, кроме перекрытия над первым этажом. Временная же нагрузка, действующая на перекрытие первого этажа, собирается с грузовой площади $F/2 = (l/2)l_n = (6/2)5 = 15 \text{ м}^2$, что соответствует полосовому нагружению этого перекрытия через пролет:

$$N_{\text{врем}} = 2P + 0,5P = 2,5 \cdot 294,98 = 737,45 \text{ кН.}$$

Учитывая лишь собственный вес колонны выше рассматриваемого сечения 4-4, определяем полную величину продольного усилия в этом сечении:

$$N_1' = N_{\text{пост}} + N_{\text{врем}} - g_4 = 352,71 + 737,45 - 9,405 = 1080,76 \text{ кН.}$$

Расчетный изгибающий момент M в сечении 4-4 можно определить приближенно из расчета не всей рамы, а ее части, образующей «крест» из элементов, сходящихся в узле, к которому примыкает расчетное сечение. «Крест» состоит из звеньев колонн первого и второго этажей и двух ригелей примыкающих пролетов (рис. 35, б). Определяем его в предположении, что временная нагрузка $v = 49,16 \text{ кН/м}$ (см. п. 2.4.2) расположена только в крайних пролетах ригеля, по формуле:

$$M = (v l^2 / 2) [i_1 / (7i_p + 4i_1 + 4i_2)].$$

Погонные моменты инерции колонн сечением $300 \times 300 \text{ мм}$:

первого этажа: $i_1 = I_x / H_1 = 0,3^4 / (12 \cdot 3,8) = 0,0001776 \text{ м}^3$;

второго этажа: $i_2 = I_x / H = 0,3^4 / (12 \cdot 4) = 0,0001687 \text{ м}^3$;

то же, ригеля сечением $250 \times 500 \text{ мм}$ и пролетом $l = 6 \text{ м}$:

$$i_p = I_p / l = 0,25 \cdot 0,5^3 / (12 \cdot 6) = 0,000434 \text{ м}^3.$$

$$\text{Вычисляем } M = (49,16 \cdot 6^2 / 2) [0,0001776 / (7 \cdot 0,000434 + 4 \cdot 0,0001776 + 4 \cdot 0,0001687)] = 35,53 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

2.5.3. Подбор сечений бетона и арматуры

Уточняем размеры поперечного сечения колонны по формуле (44):

$$A = \frac{N_1}{0,9(\gamma_{b1} R_b + 0,01 R_{sc})} = \frac{1237650}{0,9(0,9 \cdot 11,5 + 0,01 \cdot 355)} = 98933 \text{ мм}^2,$$

откуда при квадратном поперечном сечении сторона поперечного сечения колонны:

$$h_k = (98\,933)^{1/2} = 314 \text{ мм.}$$

Принимаем размеры сечения колонны для всех этажей с учетом требований унификации 300×300 мм (рис. 34, в) и переходим к подбору в расчетном поперечном сечении колонны 4-4 симметричной продольной арматуры по комбинации усилий:

$$M = 35,53 \text{ кН·м и } N_1' = 1080,76 \text{ кН.}$$

Расчетный эксцентриситет продольной силы:

$$e_0 = M/N_1' = 35,53/1080,76 = 0,0328 > e_a = h_k/30 = 0,3/30 = 0,01 \text{ м}$$

и более $H_1/600 = 3,8/600 = 0,006 \text{ м}$, а также более 10 мм = 0,01 м. Следовательно, случайный эксцентриситет в расчете не учитывается [3, п. 4.2.6].

Подбор площади сечения продольной симметричной арматуры осуществляем в соответствии с указаниями [4, п. 3.57] как для внецентренно сжатого элемента.

Поскольку сечение 4-4 не может иметь горизонтальных перемещений, то принимаем $\eta = 1$ (η – коэффициент, учитывающий возрастание эксцентриситета из-за продольного изгиба элемента). Принимаем $a = a' = 35 \text{ мм}$ и вычисляем расчетные параметры:

$$e = e_0 \eta + (h_0 - a')/2 = 33 + (265 - 35)/2 = 148 \text{ мм;}$$

относительная величина продольной силы:

$$\alpha_n = N_1' / (\gamma_{b1} R_b b_k h_0) = 1\,080\,760 / (0,9 \cdot 11,5 \cdot 300 \cdot 265) = 1,31;$$

$$\alpha_{m1} = N_1' e / (\gamma_{b1} R_b b_k h_0^2) = 1\,080\,760 \cdot 148 / (0,9 \cdot 11,5 \cdot 300 \cdot 265^2) = 0,734;$$

$$\delta = a'/h_0 = 35/265 = 0,132;$$

$$\alpha_s = [\alpha_{m1} - \xi_1(1 - 0,5\xi_1)] / (1 - \delta) = [0,734 - 0,921(1 - 0,5 \cdot 0,921)] / (1 - 0,132) = 0,273 > 0,$$

$$\text{где } \xi_1 = \frac{\alpha_n + \xi_{R}}{2} = \frac{1,31 + 0,531}{2} = 0,921 < 1.$$

При $\alpha_s > 0$ продольная арматура должна ставиться по расчету. Вычисляем:

$$\xi = [\alpha_n(1 - \xi_R) + 2\alpha_s \xi_R] / (1 - \xi_R + 2\alpha_s) = [1,31(1 - 0,531) + 2 \cdot 0,273 \cdot 0,531] / (1 - 0,531 + 2 \cdot 0,273) = 0,891.$$

Площадь сечения арматуры при $\alpha_n = 1,31 > \xi_R = 0,531$ [4, табл. 3.2] определяем по формуле:

$$A_s = A_s' = (\gamma_{b1} R_b b_k h_0 / R_s) \{ [\alpha_{m1} - \xi(1 - 0,5\xi)] / (1 - \delta) \} = (0,9 \cdot 11,5 \cdot 300 \times 265 / 355) \{ [0,734 - 0,891(1 - 0,5 \cdot 0,891)] / (1 - 0,132) \} = 637 \text{ мм}^2.$$

Назначаем продольное армирование на каждой стороне сечения, перпендикулярной плоскости изгиба, в виде 2Ø20 А400 ($A_s = A_s' = 628 \text{ мм}^2$), что меньше требуемого по расчету примерно на 1,5%.

Вычисляем проценты армирования:

$$p = p' = A_s 100 / (b_k h_0) = 628 \cdot 100 / (300 \cdot 265) = 0,79 > p_{\min} = 0,2\%,$$

где p_{\min} и p'_{\min} – требуемое минимальное содержание продольной арматуры соответственно A_s и A_s' в расчетном сечении элемента, которое устанавливается в зависимости от его гибкости; при $\lambda_n = l_0/h_k = 3,42/0,3 = 11,4 > 10$, но меньше 25 по [4, табл. 5.2] составляет $p_{\min} = p'_{\min} = 0,2\%$.

Как показывает практика, подбор арматуры по сечению 1-1 (у верхнего обреза фундамента) обычно дает меньшую площадь сечения арматуры.

Принятую продольную арматуру пропускаем по всей длине рассчитываемой монтажной единицы без обрыва. Поперечные стержни (хомуты) в сварном каркасе, в соответствии с Приложением 2, назначаем диаметром 5 мм класса В500 с шагом $s = 300 \text{ мм}$, что соответствует требованиям [3, п. 8.3.12], т. е. при $p' < 1,5\%$ не превышает 15 диаметров продольных сжатых стержней и 500 мм. Схема армирования монтажной единицы показана на рис. 34, з.

2.5.4. Расчет стыка колонны

Стык колонны с торцевыми стальными листами толщиной $\delta = 10 \text{ мм}$ и центрирующей прокладкой толщиной 5 мм и размерами в плане 100×100 мм (которые равны 1/3 размера поперечного сечения колонны) расположен в пределах второго этажа (см. рис. 14) на расстоянии 1 м от верха панелей перекрытия. Сжимающие усилия с верхнего звена колонны на нижнее передаются через центрирующую прокладку и сварные швы по контуру торцевых листов, т. е. неполным сечением, что может привести к смятию бетона в этом месте. Кроме того, продольная арматура обрывается в зоне стыка. Поэтому для предотвращения смятия бетона концы стыкуемых звеньев снабжаются косвенным армированием в виде поперечных сварных сеток.

Из-за случайных эксцентриситетов и неточностей монтажа детали стыка могут оказаться перегруженными. В связи с этим расчет производится на усилии:

$$N_c = 1,5N_2 = 1,5 \cdot 825,1 = 1237,65 \text{ кН.}$$

Расчет ведется в предположении, что, благодаря гибкости торцевых листов, деформирующихся при передаче давления, напряжения в бетоне вне центрирующей прокладки и сварных швов по периметру резко снижаются. Принимаем, что напряжения в бетоне по всей площади контакта одинаковы и равны приведенному с учетом косвенной арматуры в зоне местного сжатия расчетному сопротивлению бетона сжатию $R_{bs,loc}$, а вне ее пределов равны нулю. Давление через стальной лист распространяется под углом, тангенс которого равен 1,5 (см. рис. 14, б).

Назначаем размеры торцевых листов в плане на 20 мм меньше размеров сечения колонны:

$$h_1 = b_1 = h_k - 20 = 300 - 20 = 280 \text{ мм.}$$

Условие прочности стыка имеет вид

$$N_c \leq N_{ш} + N_{п},$$

где N_c – усилие, на которое рассчитывается стык;
 $N_{ш}$ – усилие, которое могут воспринимать сварные швы по периметру сечения колонны;
 $N_{п}$ – усилие, приходящееся на центрирующую прокладку.
 Общая площадь смятия (см. рис. 14, б):

$$A_{b,loc} = A_{ш} + A_{п},$$

где $A_{ш}$ – площадь смятия бетона под сварными швами;
 $A_{п}$ – площадь смятия бетона под центрирующей прокладкой.

$$A_{ш} = 2b_1 2,5\delta + 2(h_1 - 5\delta) 2,5\delta = 5\delta(b_1 + h_1 - 5\delta) = 5 \cdot 10(280 + 280 - 5 \cdot 10) = 25\,500 \text{ мм}^2;$$

$$A_{п} = (c + 3\delta)(d + 3\delta) = (100 + 30)(100 + 30) = 16\,900 \text{ мм}^2;$$

$$A_{b,loc} = 25\,500 + 16\,900 = 42\,400 \text{ мм}^2.$$

Усилие N_c распределяется между центрирующей прокладкой и сварными швами пропорционально их площадям.

Усилие, передаваемое на сварные швы:

$$N_{ш} = N_c A_{ш} / A_{b,loc} = 1237,65 \cdot 25\,500 / 42\,400 = 744,34 \text{ кН.}$$

Сварку торцевых листов выполняем электродами Э42 А.

Требуемая толщина сварного шва по контуру торцевых листов для восприятия этого усилия:

$$h_{ш} = N_{ш} / (\gamma_c R_{wf} l_w) = 744\,340 / (1 \cdot 180 \cdot 1110) = 3,72 < \delta = 10 \text{ мм,}$$

где R_{wf} – расчетное сопротивление сварного шва срезу по металлу шва;
 l_w – суммарная длина сварных швов по периметру стального листа с учетом непровара; $l_w = 2(h_1 + b_1) - 10 = 2(280 + 280) - 10 = 1110 \text{ мм.}$

Принимаем $h_{ш} = 10 \text{ мм.}$

Производим проверку прочности бетона, усиленного поперечными сварными сетками, на смятие по условию

$$N_c \leq \psi \gamma_{b1} R_{bs,loc} A_{b,loc},$$

где $\psi = 1$ – при равномерном распределении местной нагрузки по площади смятия;

$R_{bs,loc}$ – приведенное с учетом косвенной арматуры в зоне местного сжатия расчетное сопротивление бетона сжатию;

$$R_{bs,loc} = R_{b,loc} + 2\varphi_{s,xy} R_{s,xy} \mu_{s,xy} = 13,4 + 2 \cdot 1,26 \cdot 355 \cdot 0,0242 = 35,05 \text{ МПа,}$$

где $R_{b,loc}$ – расчетное сопротивление бетона сжатию при местном действии сжимающей силы, которое определяется по формуле $R_{b,loc} = \varphi_b R_b = 1,16 \cdot 11,5 = 13,4 \text{ МПа}$, здесь φ_b – коэффициент, определяемый по формуле:

$$\varphi_b = 0,8 \sqrt{\frac{A_{b,max}}{A_{b,loc}}} = 0,8 \sqrt{\frac{90\,000}{42\,400}} = 1,16; 1 < \varphi_b < 2,5.$$

В последней формуле $A_{b,max} = h_k^2 = 300^2 = 90\,000 \text{ мм}^2$ – максимальная расчетная площадь, определяемая в соответствии с [3, п. 6.2.44].

Площадь бетона, заключенная внутри контура сеток косвенного армирования (рис. 14, б), если считать ее по осям крайних стержней, $A_{b,loc,ef} = l_1 l_2 = 260 \cdot 260 = 67\,600 \text{ мм}^2$.

Коэффициент $\varphi_{s,xy}$ определяется по формуле:

$$\varphi_{s,xy} = \sqrt{\frac{A_{b,loc,ef}}{A_{b,loc}}} = \sqrt{\frac{260 \cdot 260}{42 \cdot 400}} = 1,26.$$

Принимаем размеры ячеек сетки 65×65 мм, что находится в пределах 45...100 мм и не превышает 1/4 меньшей стороны поперечного сечения колонны (75 мм). Принимаем шаг сеток $s = 80$ мм, что не более 150 мм и не более 1/3 (100 мм) меньшей стороны сечения и в то же время более 60 мм. Сетки выполняются из стержней $\varnothing 8$ А400 ($A_s = 50,3 \text{ мм}^2$) с $R_{s,xy} = 355 \text{ МПа}$. Количество стержней в каждом направлении $n = 5$.

Для квадратной сетки при $l_1 = l_2 = l$ объемный коэффициент косвенного армирования:

$$\mu_{s,xy} = 2nA_s l / (A_{b,loc,ef} s) = 2 \cdot 5 \cdot 50,3 \cdot 260 / (67 \cdot 600 \cdot 80) = 0,0242.$$

Проверяем выполнение условия [3, формула (6.93)]:

$$1 \cdot 0,9 \cdot 35,05 \cdot 42 \cdot 400 = 1 \cdot 337 \cdot 482 > N_c = 1 \cdot 237 \cdot 650 \text{ Н},$$

т. е. прочность стыка на смятие достаточна.

На концевом участке каждого стыкуемого звена колонны ставим по четыре сварных сетки. Они должны располагаться по длине, считая от торца элемента, не менее $10d_1$ (см. рис. 14, а), где d_1 – диаметр продольных рабочих стержней верхнего звена колонны. Первая сетка отстоит от торцевого стального листа на 20 мм.

2.5.5. Расчет консоли

Для опирания ригелей в колоннах предусматриваются короткие консоли с вылетом $l \leq 0,9h_0$, скошенные под углом 45° (см. рис. 15). Определяем размеры короткой консоли. При этом предполагаем, что нагрузка от ригеля, передаваемая на консоль, распределяется равномерно по фактической площадке опирания ригеля. Минимально допустимая длина площадки опирания ригеля на консоль колонны находится из условия обеспечения прочности консоли и ригеля на смятие при ширине ригеля $b_p = 250 \text{ мм}$:

$$l_{sup} = Q / (\gamma_{b1} R_b b_p) = 233 \cdot 780 / (0,9 \cdot 11,5 \cdot 250) = 90 \text{ мм},$$

где Q – наибольшая по модулю поперечная сила, действующая по оси колонны.

Определяем наименьший вылет консоли с учетом зазора между торцом ригеля и гранью колонны:

$$l = l_{sup} + \delta = 90 + 50 = 140 \text{ мм}.$$

По конструктивным соображениям принимаем $l = 200 \text{ мм}$. Тогда фактическая длина площадки опирания ригеля на консоль будет $l_{sup} = l - \delta = 200 - 50 = 150 > 90 \text{ мм}$.

Назначаем высоту консоли в сечении у грани колонны $h = 450 \text{ мм}$, что находится в пределах $0,7 \dots 0,8$ высоты сечения ригеля. При этом $h_0 = h - a = 450 - 35 = 415 \text{ мм}$. Поскольку $l = 200 < 0,9h_0 = 0,9 \cdot 415 = 373,5 \text{ мм}$, консоль можно рассматривать как короткую.

Производим расчет этой консоли на действие поперечной силы для обеспечения прочности по наклонной сжатой полосе между грузом и опорой (рис. 15, а) из условия

$$Q \leq 0,8 \varphi_{w2} \gamma_{b1} R_b b_k l_k \sin \Theta,$$

где Θ – угол наклона расчетной сжатой полосы к горизонтали;
 $\text{tg} \Theta = h/l = 450/200 = 2,25$; $\Theta = 66^\circ$; $\sin \Theta = 0,9135$.

Ширина наклонной сжатой полосы определяется по формуле:

$$l_b = l_{sup} \sin \Theta = 150 \cdot 0,9135 = 137 \text{ мм}.$$

Коэффициент φ_{w2} , учитывающий влияние хомутов, расположенных по высоте консоли, определяется по формуле:

$$\varphi_{w2} = 1 + 5\alpha \mu_{w1} = 1 + 7,27 \cdot 0,0019 = 1,07,$$

где $\alpha = E_s/E_b = 200 \cdot 000/27 \cdot 500 = 7,27$;

$$\mu_{w1} = A_{sw} / (bs_w) = 57 / (300 \cdot 100) = 0,0019,$$

здесь A_{sw} – площадь сечения хомутов, расположенных в одной плоскости; если принять их диаметр $\varnothing 6$ А240 ($a_{sw} = 28,3 \text{ мм}^2$), то

$$A_{sw} = n a_{sw} = 2 \cdot 28,3 = 57 \text{ мм}^2;$$

$s_w = 100 \text{ мм}$ – расстояние между хомутами, измеренное по нормали к ним.

Убедимся, что поперечная сила находится в пределах рекомендуемых границ:

$$Q = 233 \cdot 780 < 0,8 \cdot 1,07 \cdot 0,9 \cdot 11,5 \cdot 300 \cdot 137 \cdot 0,9135 = 332 \cdot 632 < 3,5 \gamma_{b1} R_b b_k h_0 = 3,5 \cdot 0,9 \cdot 0,9 \cdot 300 \cdot 415 = 352 \cdot 958 \text{ Н};$$

$$2,5 \gamma_{b1} R_b b_k h_0 = 2,5 \cdot 0,9 \cdot 0,9 \cdot 300 \cdot 415 = 252 \cdot 113 < 332 \cdot 632 \text{ Н}.$$

Все условия удовлетворяются.

emp 39

$\frac{pL}{2} = 22378$

Высота консоли у свободного края при наклоне нижней грани под углом 45° (рис. 15) достаточна, так как $h_1 = h - hg45^\circ = 450 - 200 \cdot 1 = 250 > h/2 = 450/2 = 225$ мм.

Определяем площадь сечения верхней продольной рабочей арматуры по изгибающему моменту в сечении у грани колонны, увеличенному на 25%, (рис. 15):

$$M = 1,25Q(l - 0,5l_{sup}) = 1,25 \cdot 233780 \cdot (200 - 0,5 \cdot 150) = 36528125 \text{ Н} \cdot \text{мм};$$

$$A_s = M / (0,9h_0R_s) = 36528125 / (0,9 \cdot 415 \cdot 355) = 276 \text{ мм}^2.$$

Принимаем $2\varnothing 14$ А400 с $A_s = 308 \text{ мм}^2$.

Поперечное армирование консоли осуществляется горизонтальными хомутами $\varnothing 6$ А240 по всей высоте, шаг которых назначаем $s_w = 100$ мм, что не более 150 мм и не более $h/4 = 450/4 = 112,5$ мм (рис. 15, б).

2.6. Расчет центрально нагруженного фундамента

2.6.1. Исходные данные

Поперечное сечение колонны, заделанной в стакан фундамента, 300×300 мм, бетон класса В20 ($R_b = 11,5$ МПа, $R_{bt} = 0,9$ МПа), ее продольная арматура $4\varnothing 20$ А400. Расчетные усилия в сечении I-I у заделки в фундамент (рис. 36) вычисляем дважды:

1) $N = N_1 = 1237,65$ кН, $M = 0$, эксцентриситет $e_0 = M/N = 0$ – при загрузении всех пролетов ригеля временной нагрузкой;

2) $N = N_1 + g_4 = 1080,76 + 9,405 = 1090,16$ кН, $M = 35,53/2 = 17,76$ кН·м, $e_0 = 0,016$ м – при загрузении временной нагрузкой только крайних пролетов ригеля (см. рис. 34 и 35).

Требуется рассчитать фундамент, глубина заложения подошвы которого составляет 0,95 м, из бетона класса В15 ($R_b = 8,5$ МПа, $R_{bt} = 0,75$ МПа, $\gamma_{b1} = 0,9$); арматура для армирования подошвы фундамента класса А400 ($R_s = 355$ МПа). Расчетное сопротивление грунта основания $R = R_0 = 0,2$ МПа. Под подошвой фундамента предусматривается бетонная подготовка.

2.6.2. Определение размеров подошвы фундамента

Ввиду малых значений эксцентриситета продольной силы на уровне верхнего обреза фундамента ($e_0 = 17,76/1090,16 = 0,016 < e_a = 1/30a_1 = 1/30 \cdot 1,3 = 0,043$ м, где $a_1 = 1,3$ м, см. п. 2.6.3) рассчитываем фундамент как условно центрально нагруженный с одинаковыми размерами в плане в обоих направ-

лениях. Определение размеров подошвы фундамента производим при допущении, что реактивный отпор грунта распределяется равномерно по подошве фундамента (рис. 36), по формуле:

$$A = a^2 = N^u / (R - \gamma H) = 1031375 / (0,2 \cdot 10^6 - 20 \cdot 10^3 \cdot 0,95) = 5,7 \text{ м}^2,$$

где $N^u = N_1 / \gamma_f = 1237650 / 1,2 = 1031375$ Н – нормативное продольное усилие в колонне первого этажа в сечении I-I у места ее заделки в фундамент; здесь $\gamma_f = q/q^n = 13323/11075 = 1,2$ – усредненное значение коэффициента надежности по нагрузке (значения q и q^n взяты из табл. 1);

$\gamma = 20$ кН/м³ – вес единицы объема фундамента и грунта на его уступах;

$$a = (A)^{1/2} = (5,7)^{1/2} = 2,38 \text{ м}.$$

Принимаем $a = 2,4$ м. Тогда окончательно $A = 2,4^2 = 5,76 \text{ м}^2$.

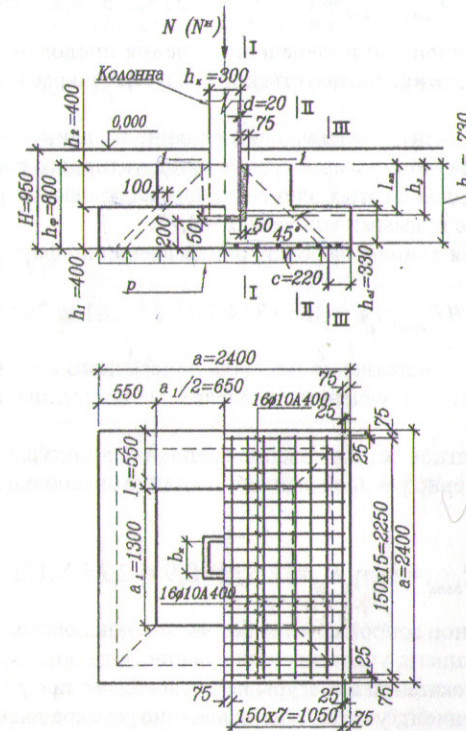


Рис. 36. Схема к расчету монолитного центрально нагруженного фундамента под сборную колонну

Напряжения в основании фундамента от расчетной нагрузки без учета веса фундамента и грунта на его уступах:

$$p = N/A = 1\,237\,650/5,76 = 21\,470 \text{ Н/м}^2 = 0,215 \text{ МПа.}$$

2.6.3. Назначение высоты фундамента и размеров ступеней

Назначение высоты фундамента производится в соответствии со следующими требованиями.

1. Длина анкерówki продольной арматуры колонны (сталь класса А400 $R_{sc} = 355 \text{ МПа}$) в стакане фундамента в соответствии с [3, формула (8.3)] должна быть не менее (см. рис. 36):

$$l_{an} = \alpha l_{0,an} A_{s,cal}/A_{s,ef} = 0,75 \cdot 789 \cdot 318,5/314,2 = 600 \text{ мм,}$$

где $A_{s,cal}$, $A_{s,ef}$ – площади поперечного сечения продольной арматуры колонны (одного стержня) соответственно требуемая по расчету и фактически принятая;

α – коэффициент, учитывающий влияние на длину анкерówki напряженного состояния бетона и арматуры и конструктивного решения элемента в зоне анкерówki; для сжатых элементов при анкерówке стержней периодического профиля с прямыми концами $\alpha = 0,75$.

$l_{0,an}$ – базовая длина анкерówki, определяемая по формуле:

$$l_{0,an} = R_s A_{s,ef} / (R_{bond} u_s) = 355 \cdot 314,2 / (2,25 \cdot 3,14 \cdot 20) = 789 \text{ мм,}$$

здесь $A_{s,ef}$ и u_s – соответственно площадь поперечного сечения анкеруемого стержня и периметр его сечения, определяемые по номинальному диаметру стержня;

R_{bond} – расчетное сопротивление сцепления арматуры с бетоном, принимаемое равномерно распределенным по длине анкерówki и определяемое по формуле:

$$R_{bond} = \eta_1 \eta_2 R_{bt} = 2,5 \cdot 1 \cdot 0,9 = 2,25 \text{ МПа,}$$

здесь R_{bt} – расчетное сопротивление бетона колонны осевому растяжению;

η_1 – коэффициент, учитывающий влияние вида поверхности арматуры;

$\eta_1 = 2,5$ для горячекатаной арматуры периодического профиля класса А400;

η_2 – коэффициент, учитывающий влияние размера диаметра арматуры;

$\eta_2 = 1$ при диаметре арматуры до 32 мм включительно.

Для уменьшения длины анкерówki в пределах 30% до $l_{an} = 500 \text{ мм}$ осуществляем загиб концов стержней. При этом фактическая длина анкерówki

l_{an} будет более $0,3l_{0,an} = 0,3 \cdot 789 = 237 \text{ мм}$, а также более $15d = 15 \cdot 20 = 300 \text{ мм}$ и более 200 мм [3, п. 8.3.22].

Таким образом, полная высота фундамента с учетом минимальной толщины днища стакана 200 мм и зазора под торцом колонны 50 мм (итого 250 мм) составляет:

$$h_{\phi} = l_{an} + 250 = 500 + 250 = 750 \text{ мм.}$$

2. Глубина заделки колонны в стакан фундамента (см. рис. 36) для обеспечения жесткого защемления должна быть не менее большего размера ее поперечного сечения:

$$h_3 \geq h_k = 300 \text{ мм.}$$

С учетом этого полная высота фундамента:

$$h_{\phi} = h_k + 250 = 300 + 250 = 550 \text{ мм.}$$

3. Рабочая высота фундамента из условия продавливания его колонной (см. рис. 18) определяется по формуле (60):

$$h_0 = \frac{(p + 2\gamma_{bt} R_{bt}) h_k}{p + 4\gamma_{bt} R_{bt}} + \sqrt{\left(\frac{(p + 2\gamma_{bt} R_{bt}) h_k}{p + 4\gamma_{bt} R_{bt}}\right)^2 + \frac{N - p h_k^2}{p + 4\gamma_{bt} R_{bt}}} =$$

$$= \frac{(0,215 + 2 \cdot 0,9 \cdot 0,75) \cdot 300}{0,215 + 4 \cdot 0,9 \cdot 0,75} +$$

$$+ \sqrt{\left(\frac{(0,215 + 2 \cdot 0,9 \cdot 0,75) \cdot 300}{0,215 + 4 \cdot 0,9 \cdot 0,75}\right)^2 + \frac{1\,237\,650 - 0,215 \cdot 300^2}{0,215 + 4 \cdot 0,9 \cdot 0,75}} = 505 \text{ мм,}$$

тогда

$$h_{\phi} = h_0 + a = 505 + 70 = 575 \text{ мм,}$$

где $a = c + 1,5d = 40 + 1,5 \cdot 20 = 70 \text{ мм}$; здесь $c = 40 \text{ мм}$ – толщина защитного слоя бетона по подошве фундамента [3, табл. 8.1], $d = 20 \text{ мм}$ – диаметр арматурных стержней сетки, которым мы предварительно задались.

Таким образом, назначаем полную высоту фундамента из условия анкерówki продольной арматуры колонны $\varnothing 20 \text{ А400}$ в бетоне колонны класса В20

с учетом минимальной толщины дна стакана 200 мм и зазора под торцом колонны 50 мм. Округляя ее в большую сторону до размера, кратного 100 мм, окончательно принимаем $h_{\phi} = 800$ мм, а $h_0 = h_{\phi} - a = 800 - 70 = 730$ мм.

Проектируем фундамент двухступенчатым, имеющим лишь плитную часть, и назначаем высоту верхней и нижней ступеней одинаковой, т.е. $h_1 = h_2 = h_{\phi}/2 = 400$ мм (см. рис. 36). Размеры верхней ступени фундамента в плане получаем геометрическим построением, соблюдая условие, согласно которому она не пересекает пирамиду продавливания грунта по подошве фундамента необходимо выполнять условие $l_k \leq 2h_1$, которое в нашем случае соблюдается, так как $550 < 2 \cdot 400 = 800$ мм (см. рис. 36).

2.6.4. Проверка прочности нижней ступени фундамента на продавливание и срез

Последовательность проверки:

1. Требуемая рабочая высота нижней ступени фундамента h_{01} определяется из условия продавливания ее верхней ступенью (рис. 18) по формуле (60) с заменой в ней размера сечения колонны h_k на размер верхней ступени в плане $a_1 = 1300$ мм:

$$h_{01} = -\frac{(p + 2\gamma_{b1}R_{bt})a_1}{p + 4\gamma_{b1}R_{bt}} + \sqrt{\left(-\frac{(p + 2\gamma_{b1}R_{bt})a_1}{p + 4\gamma_{b1}R_{bt}}\right)^2 + \frac{N - pa_1^2}{p + 4\gamma_{b1}R_{bt}}} =$$

$$= -\frac{(0,215 + 2 \cdot 0,9 \cdot 0,75) \cdot 1300}{0,215 + 4 \cdot 0,9 \cdot 0,75} +$$

$$+ \sqrt{\left(-\frac{(0,215 + 2 \cdot 0,9 \cdot 0,75) \cdot 1300}{0,215 + 4 \cdot 0,9 \cdot 0,75}\right)^2 + \frac{1\,237\,650 - 0,215 \cdot 1300^2}{0,215 + 4 \cdot 0,9 \cdot 0,75}} = 189 \text{ мм,}$$

фактически же рабочая высота нижней ступени фундамента составляет:

$$h_{01} = h_1 - (c + 1,5d) = 400 - (40 + 1,5 \cdot 20) = 330 \text{ мм,}$$

где c – толщина защитного слоя бетона по подошве фундамента;
 $d = 20$ мм – диаметр арматурных стержней сетки, которым мы предварительно задались.

Значит, принятая высота нижней ступени $h_1 = 400$ мм достаточна.

2. Выполняем расчет на срез (поперечную силу).

Вычисляем поперечную силу, действующую в нормальном сечении III–III (см. рис. 36) по формуле:

$$Q = pca = 215 \cdot 0,22 \cdot 2,4 = 113,52 \text{ кН,}$$

где $c = 0,5(a - a_1 - 2h_{01}) = 0,5(2,4 - 1,3 - 2 \cdot 0,33) = 0,22$ м.

Проверяем выполнение условия $Q \leq 0,5\gamma_{b1}R_{bt}bh_{01}$, учитывая, что в нашем случае $b = a$:

$$113,52 \cdot 10^3 < 0,5 \cdot 0,9 \cdot 0,75 \cdot 2400 \cdot 330 = 267\,300 \text{ Н.}$$

Условие выполняется. Следовательно, высота нижней ступени фундамента отвечает условию прочности по поперечной силе без поперечного армирования.

2.6.5. Расчет армирования подошвы фундамента

Вычисляем величины изгибающих моментов в сечениях I–I и II–II (см. рис. 36):

$$M_I = 0,125p(a - h_k)^2a = 0,125 \cdot 215(2,4 - 0,3)^2 \cdot 2,4 = 284,44 \text{ кН} \cdot \text{м;}$$

$$M_{II} = 0,125p(a - a_1)^2a = 0,125 \cdot 215(2,4 - 1,3)^2 \cdot 2,4 = 78,045 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Определяем требуемую площадь сечения арматуры на всю ширину подошвы фундамента в том направлении, в котором рабочая высота ступени и полная рабочая высота фундамента наименьшие:

$$A_{sI} = M_I / (0,9h_0R_s) = 284,44 \cdot 10^6 / (0,9 \cdot 730 \cdot 355) = 1220 \text{ мм}^2;$$

$$A_{sII} = M_{II} / (0,9h_{01}R_s) = 78,045 \cdot 10^6 / (0,9 \cdot 330 \cdot 355) = 740 \text{ мм}^2,$$

где $h_0 = h_{\phi} - a = 800 - 70 = 730$ мм, а $h_{01} = h_1 - a = 400 - 70 = 330$ мм.

Окончательно принимаем по большему результату $16\text{Ø}10\text{A}400$ с $A_s = 1256 \text{ мм}^2$.

Армируем подошву фундамента нестандартной сварной сеткой, одинаковой в двух направлениях, с шагом стержней 150 мм (см. рис. 36).

Определяем процент армирования расчетных сечений:

$$p_I = A_s 100 / (a_1 h_0) = 1256 \cdot 100 / (1300 \cdot 730) = 0,13 > p_{\min} = 0,1\%;$$

$$p_{II} = A_s 100 / (a h_{01}) = 1256 \cdot 100 / (2400 \cdot 330) = 0,16 > p_{\min} = 0,1\%.$$

2.7. Монолитное ребристое перекрытие с балочными плитами

2.7.1. Исходные данные

Требуется запроектировать ребристое перекрытие для здания размерами в плане 40×18 м (в осях), поддерживаемое наружными кирпичными стенами толщиной 510 мм и внутренними железобетонными колоннами и состоящее из плиты, второстепенных и главных балок. Привязка внутренних поверхностей продольных и поперечных стен к разбивочным осям – 200 мм.

Временная длительно действующая нормативная нагрузка на междуэтажное перекрытие $P_{дл}^н = 7 \text{ кН/м}^2$, кратковременная – $P_{кр}^н = 1,5 \text{ кН/м}^2$, вес пола – $g_n^н = 0,7 \text{ кН/м}^2$. Коэффициент надежности по ответственности $\gamma_n = 0,95$.

Проектируем перекрытие из тяжелого бетона класса В15 ($R_b = 8,5 \text{ МПа}$, $R_{bt} = 0,75 \text{ МПа}$, $\gamma_{bt} = 0,9$, $E_b = 24\,000 \text{ МПа}$); принимаем арматуру сеток для армирования плит из обыкновенной холоднотянутой проволоки класса В500 (В_п-I), расчетное сопротивление растяжению которой принимается равным 415 МПа; продольную рабочую арматуру второстепенных балок принимаем из стали класса А400 ($R_s = 355 \text{ МПа}$), поперечные стержни – из арматуры класса А240 ($R_{sw} = 170 \text{ МПа}$, $E_s = 200\,000 \text{ МПа}$).

2.7.2. Компонировка перекрытия

Компоновку перекрытия в соответствии с рекомендациями [5, с. 305], принимая (рис. 37):

сетку колонн $L \times B = 6 \times 5 \text{ м}$;

расположение главных балок поперечное;

расположение второстепенных балок по осям колонн и в третях пролета главных балок с шагом $L/3 = 6/3 = 2 \text{ м}$;

глубину заделки плиты в стену в рабочем направлении – 120 мм, в нерабочем – 60 мм; второстепенных балок – 250 мм, главных – 380 мм.

Для сбора нагрузок задаемся предварительно размерами поперечных сечений элементов перекрытия:
второстепенной балки:

$$h_{в.б} = B/15 = 5000/15 \approx 350 \text{ мм},$$

$$b_{в.б} = h_{в.б}/2 = 350/2 \approx 200 \text{ мм};$$

главной балки:

$$h_{г.б} = L/10 = 6000/10 = 600 \text{ мм},$$

$$b_{г.б} = h_{г.б}/3 = 600/3 = 200 \text{ мм}.$$

Толщину плиты для междуэтажного перекрытия производственного здания в соответствии с [4, п. 5.4] назначаем минимальной и равной $h_{пл} = 60 \text{ мм}$.

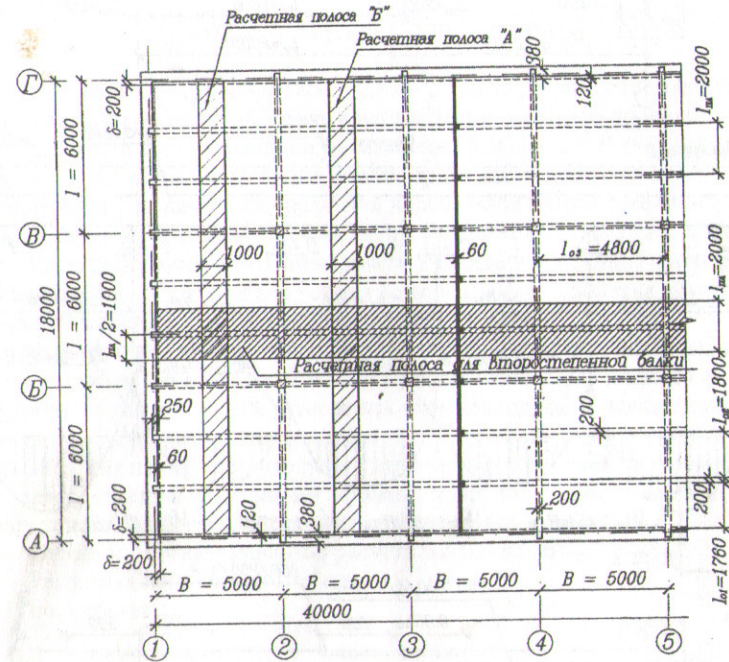


Рис. 37. Конструктивная схема монолитного ребристого перекрытия

2.7.3. Расчет плиты

Расчетные пролеты плиты в коротком направлении определяем в соответствии с рис. 38, а.

Пролет плиты при опирании ее с одной стороны на несущую стену:

$$l_{01} = l_{пл} - \delta - b_{в.б}/2 + c/2 = 2000 - 200 - 200/2 + 120/2 = 1760 \text{ мм}.$$

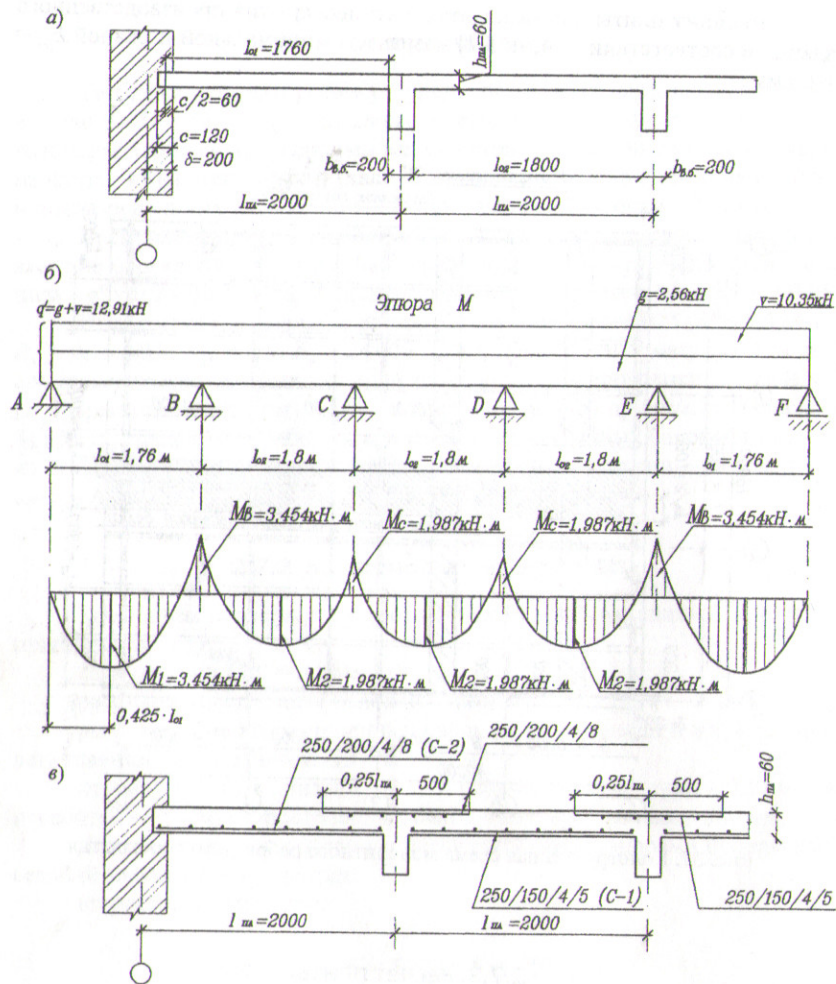


Рис. 38. Монолитная плита:

а – схема к определению расчетных пролетов; б – расчетная схема и эпюра моментов; в – армирование расчетной полосы «А» сварными рулонными сетками с поперечной рабочей арматурой

Расчетный пролет «в свету» плиты, находящейся между второстепенными балками:

$$l_{02} = l_{пл} - b_{в.б} = 2000 - 200 = 1800 \text{ мм.}$$

Пролет второстепенной балки «в свету» (или пролет плиты в длинном направлении) согласно рис. 37:

$$l_{03} = B - b_{г.б} = 5000 - 200 = 4800 \text{ мм.}$$

Поскольку $l_{03}/l_{02} = 4800/1800 = 2,67 > 2$, плиту рассчитываем как балочную, работающую на изгиб только в направлении короткого пролета. В связи с тем что плита в направлении второстепенных балок имеет постоянное сечение и равномерное нагружение, расчет производится для условной ее ширины, равной 1 м, как многопролетной неразрезной плиты сечением $b \times h_{пл} = 1 \times h_{пл}$, промежуточными опорами которой служат второстепенные балки.

Расчетная схема плиты принимается в виде неразрезной пятипролетной плиты (рис. 38, б), так как усилия во всех средних пролетах отличаются от усилий в третьем от края пролете незначительно.

В связи с тем что условия работы участков плиты, защемленных по четырем сторонам (во второстепенных и главных балках), отличаются от условий работы участков плиты у торцевых стен здания, защемленных по трем сторонам и свободно опертых четвертой стороной на стену, расчет следует выполнять для полос «А», мысленно вырезанных в средней части перекрытия (между соседними главными балками) и для полос «Б», расположенных между торцевыми стенами и главными балками (см. рис. 37).

Ограничимся выполнением расчета только для полосы «А».

Расчетная нагрузка на 1 м^2 плиты:
постоянная:

$$g = g_{пл} + g_{п} = h_{пл} \rho \gamma_f 10 + g_{п}^H \gamma_f^1 = 0,06 \cdot 2,5 \cdot 1,1 \cdot 10 + 0,7 \cdot 1,3 = 2,56 \text{ кН,}$$

где $\rho = 2,5 \text{ т/м}^3$ – средняя плотность железобетона;
10 – округленное значение ускорения свободного падения, м/с^2 ;
временная полезная:

$$v = p_{пл}^H \gamma_{f1} + p_{кр}^H \gamma_{f2} = 7 \cdot 1,2 + 1,5 \cdot 1,3 = 10,35 \text{ кН;}$$

полная:

$$q^1 = g + v = 2,56 + 10,35 = 12,91 \text{ кН.}$$

При ширине грузовой полосы плиты 1 м погонные нагрузки численно равны нагрузкам на 1 м². С учетом коэффициента надежности по ответственности здания $\gamma_n = 0,95$ нагрузка на 1 м:

$$q = q^1 b \gamma_n = 12,91 \cdot 1 \cdot 0,95 = 12,264 \text{ кН/м,}$$

где $b = 1 \text{ м}$ – условная ширина плиты.

Расчетные изгибающие моменты в сечениях плит с равными пролетами или при пролетах, отличающихся друг от друга не более чем на 10%, определяем с учетом пластических деформаций от полной равномерно распределенной нагрузки во всех пролетах расчетной полосы «А» по формулам: в средних пролетах и на средних опорах:

$$M_2 = -M_C = 0,8 q l_{02}^2 / 16 = 0,8 \cdot 12,264 \cdot 1,8^2 / 16 = 1,987 \text{ кН} \cdot \text{м,}$$

где 0,8 – коэффициент, учитывающий благоприятное влияние распора, который можно вводить в расчет при отношении $h_{\text{пл}} / l_{02} = 60 / 1800 = 1 / 30$; здесь l_{02} – меньшая сторона плиты в свету [5, с. 308 и 692]; в крайнем пролете и на первой промежуточной опоре:

$$M_1 = -M_B = q l_{01}^2 / 11 = 12,264 \cdot 1,76^2 / 11 = 3,454 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Расчет плиты производится только на действие изгибающих моментов, так как соблюдается условие

$$Q_{\text{max}} \leq 0,5 \gamma_{b1} R_{bt} b h_0;$$

в самом деле, $Q_{\text{max}} = 0,6 q l_{01} = 0,6 \cdot 12,264 \cdot 1,76 = 12,951 < 0,5 \cdot 0,9 \cdot 0,75 \cdot 1000 \cdot 45 = 15 188 \text{ Н} = 15,188 \text{ кН}$, где h_0 – рабочая высота плиты; $h_0 = h - a = 60 - 15 = 45 \text{ мм}$ ($a = 15 \text{ мм}$ при толщине защитного слоя бетона 10 мм и предполагаемом диаметре рабочих стержней сетки не более 10 мм).

Уточняем предварительно принятую толщину плиты, задаваясь $\mu = 0,006$ по рекомендациям [5, с. 139], по формуле:

$$h_0 = (M / (A_0 \gamma_{b1} R_b b))^{1/2} = (3 454 000 / (0,272 \cdot 0,9 \cdot 8,5 \cdot 1000))^{1/2} = 40,7 \text{ мм,}$$

где M – наибольший изгибающий момент, возникающий в нормальных сечениях плиты;

$$M = M_1 = -M_B;$$

$$A_0 = \xi (1 - 0,5\xi) = 0,325 \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,325) = 0,272,$$

здесь $\xi = \mu R_s / (\gamma_{b1} R_b) = 0,006 \cdot 415 / (0,9 \cdot 8,5) = 0,325 < 0,35$ [5, с. 296].

Полная высота сечения:

$$h_{\text{пл}} = h_0 + a = 40,7 + 15 = 55,7 \text{ мм.}$$

Оставляем $h_{\text{пл}} = 60 \text{ мм}$.

Ориентируясь на раздельное армирование рулонными сварными сетками с поперечной рабочей арматурой из обыкновенной холоднотянутой проволоки класса В500, определяем требуемую площадь арматуры для обеспечения прочности нормальных сечений в средних пролетах и на средних опорах при $h_0 = h - a = 60 - 15 = 45 \text{ мм}$ по формулам [5, с. 140, 141]:

$$A_0 = M_2 / (\gamma_{b1} R_b b h_0^2) = 1 987 000 / (0,9 \cdot 8,5 \cdot 1000 \cdot 45^2) = 0,128;$$

$$\eta = 0,931; A_s = M_2 / (\eta h_0 R_s) = 1 987 000 / (0,931 \cdot 45 \cdot 415) = 114 \text{ мм}^2.$$

Принимаем для такого армирования в соответствии с рис. 38, в стандартные рулонные сварные сетки С-1 шириной 1,78 м с поперечной рабочей арматурой из обыкновенной холоднотянутой проволоки класса В500 марки 250/150/4/5 с $A_s = 131 \text{ мм}^2$ (+12,9%), которые располагаются внизу вдоль второстепенных балок на участке между соседними главными балками по длине $B - b_{\text{г6}} - 0,02 = 5 - 0,2 - 0,02 = 4,78 \text{ м}$, а сетки шириной 1 м, работающие на опорные отрицательные изгибающие моменты, размещаются сверху над второстепенными балками.

Для первого пролета и первой промежуточной опоры расчетных полос «А» и «Б», ориентируясь на сварные сетки с поперечной рабочей арматурой класса В500, определяем:

$$A_0 = M_1 / (\gamma_{b1} R_b b h_0^2) = 3 454 000 / (0,9 \cdot 8,5 \cdot 1000 \cdot 45^2) = 0,222;$$

$$\eta = 0,872; A_s = M_1 / (\eta h_0 R_s) = 3 454 000 / (0,872 \cdot 45 \cdot 415) = 212 \text{ мм}^2.$$

В первом пролете и на первой промежуточной опоре расчетных полос «А» и «Б» необходимо уложить понизу стандартные сварные сетки С-2 шириной 1,8 м, а поверху над второстепенными балками размещаем такие же сетки шириной 1 м марки 250/200/4/8 с площадью поперечной рабочей арматуры класса В500 на 1 пог. м $A_s = 252 \text{ мм}^2$ (+16%).

2.7.4. Расчет второстепенной балки

При фактическом числе пролетов более пяти производим расчет второстепенной, как пятипролетной балки (рис. 39, б), промежуточными опорами которой служат главные балки.

Расчетные пролеты определяем в соответствии с рис. 39, а: крайние пролеты балки:

$$l_{01} = B - b_{г.б}/2 + c/2 - \delta = 5 - 0,2/2 + 0,25/2 - 0,2 = 4,825 \text{ м};$$

средние пролеты принимаются равными расстоянию в свету между главными балками:

$$l_{02} = B - b_{г.б} = 5 - 0,2 = 4,8 \text{ м}.$$

В связи с тем что фактически второстепенная балка имеет восемь пролетов, первый и восьмой пролеты рассчитываются и конструируются по усилиям в первом пролете, второй и седьмой – по усилиям во втором пролете, третий, четвертый, пятый и шестой пролеты – по усилиям в третьем пролете пятипролетной неразрезной балки. Расчетные нагрузки на 1 м балки определяют с учетом коэффициента $\gamma_n = 0,95$:

постоянная (от собственной массы перекрытия и конструкции пола):

$$g = [l_{пл} h_{пл} + (h_{в.б} - h_{пл}) b_{в.б}] \rho \gamma_f \gamma_n + l_{пл} g_n \gamma_f \gamma_n = [2 \cdot 0,06 + (0,35 - 0,06) \cdot 0,2] \cdot 2,5 \cdot 1,1 \cdot 0,95 \cdot 10 + 2 \cdot 0,7 \cdot 1,2 \cdot 0,95 = 6,246 \text{ кН/м};$$

временная полезная:

$$v = l_{пл} (p_{дл}^H \gamma_{f1} + p_{кр}^H \gamma_{f2}) \gamma_n = 2 \cdot (7 \cdot 1,2 + 1,5 \cdot 1,3) \cdot 0,95 = 19,665 \text{ кН/м};$$

полная:

$$q = g + v = 25,91 \text{ кН/м}.$$

Расчетные изгибающие моменты в неразрезных балках с равными или отличающимися не более чем на 10% пролетами ($l_{01}/l_{02} = 4,825/4,8 = 1,005$) при загрузении их полной нагрузкой (рис. 39, б) с учетом их перераспределения за счет пластических деформаций определяются по формулам:

в первом пролете:

$$M_1 = q l_{01}^2 / 11 = 25,91 \cdot 4,825^2 / 11 = 54,84 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

на первой промежуточной опоре:

$$M_B = -q (l_{01} + l_{02})^2 / (14 \cdot 4) = -25,91 (4,825 + 4,8)^2 / 56 = -42,86 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

в средних пролетах и на средних опорах:

$$M_2 = -M_C = q l_{02}^2 / 16 = 25,91 \cdot 4,8^2 / 16 = 37,31 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Для построения огибающей эпюры моментов (рис. 39, з) определяем возможные отрицательные изгибающие моменты в пролетах при двух следующих схемах загрузкиения второстепенной балки:

1) полная нагрузка $q = g + v$ в нечетных пролетах и условная постоянная $q' = g + 0,25v$ в четных пролетах (рис. 39, е);

2) полная нагрузка $q = g + v$ в четных пролетах и условная постоянная $q' = g + 0,25v$ в нечетных пролетах (рис. 39, е).

Минимальные значения пролетных моментов строят по параболом, определяющим моменты от нагрузки q' ($M_1' = q' l_{01}^2 / 11$ – в крайних пролетах; $M_2' = q' l_{02}^2 / 16$ – в средних пролетах) и проходящим через вершины ординат опорных моментов от полной нагрузки во всех пролетах.

В нашем случае:

$$q' = g + 0,25v = 6,24 + 0,25 \cdot 19,66 = 11,16 \text{ кН/м};$$

$$M_1' = 11,16 \cdot 4,825^2 / 11 = 23,62 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_2' = 11,16 \cdot 4,8^2 / 16 = 16,07 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Значения расчетных минимальных моментов в пролетах:

в первом пролете:

$$M_{1\min} = 0,425 M_B + M_1' = -0,425 \cdot 42,86 + 23,62 = 5,40 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

во втором пролете:

$$M_{2\min} = (M_B + M_C) / 2 + M_2' = -(42,86 + 37,31) / 2 + 16,07 = -24,01 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

в третьем пролете:

$$M_{3\min} = M_C + M_2' = -37,31 + 16,07 = -21,24 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Поперечные силы определяем из упругого расчета при загрузении всех пролетов полной нагрузкой q по схеме, показанной на рис. 39, б: на опоре А:

$$Q_A = 0,4 q l_{01} = 0,4 \cdot 25,91 \cdot 4,825 = 50 \text{ кН};$$

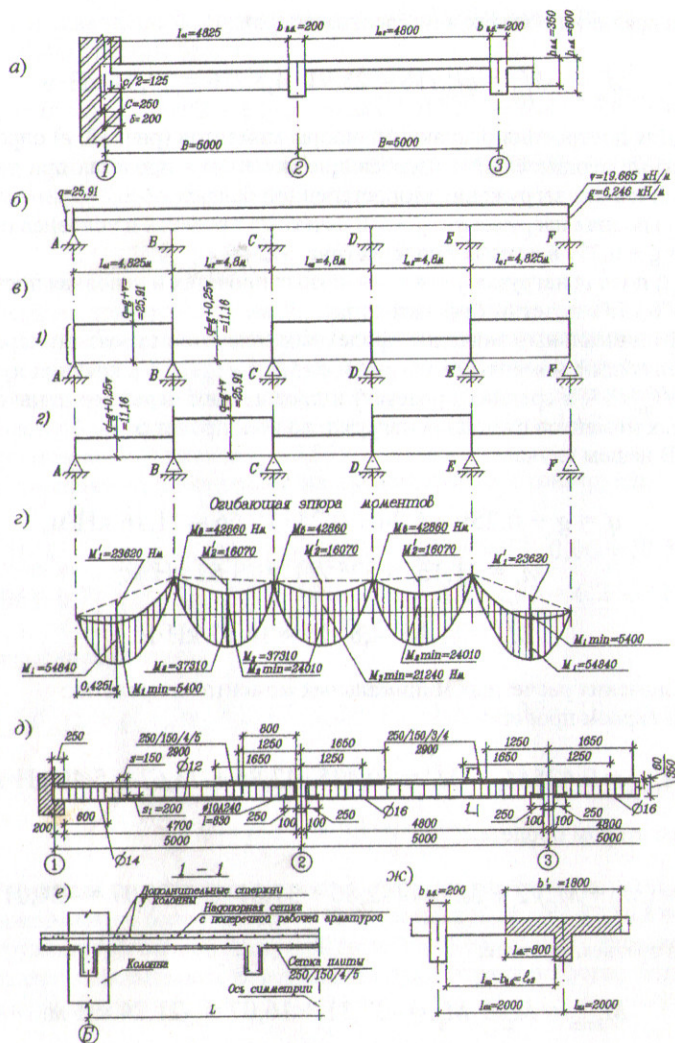


Рис. 39. Второстепенная балка:

a – схема к определению расчетных пролетов; b – схема к определению моментов и поперечных сил при загрузении всех пролетов полной нагрузкой; $в$ – схемы загрузения второстепенной балки для выявления отрицательных моментов в пролетах; $г$ – огибающая эпюра моментов; $д$ – схема армирования балки; $е$ – сечение 1–1; $жс$ – схема к расчету прочности по нормальным сечениям

на опоре B слева:

$$Q_B^n = 0,6ql_{01} = 0,6 \cdot 25,91 \cdot 4,825 = 75,01 \text{ кН};$$

на опоре B справа и на остальных опорах до опоры E справа:

$$Q_B^n = 0,5ql_{02} = 0,5 \cdot 25,91 \cdot 4,8 = 62,18 \text{ кН}.$$

Определяем высоту второстепенной балки, принимая для сечения на опоре B $\xi = 0,35$ (для обеспечения перераспределения внутренних усилий задаются $\xi \leq 0,35$); $A_0 = 0,289$.

Расчет производим по опорному моменту $M_B = 42,86 \text{ кН} \cdot \text{м}$;

$$h_0 = [M_B / (A_0 \gamma_{b1} R_b b_{в.6})]^{1/2} = [42860000 / (0,289 \cdot 0,9 \cdot 8,5 \cdot 200)]^{1/2} = 311 \text{ мм}.$$

Принимаем $h_{в.6} = 350 \text{ мм}$.

Переходим к расчету прочности по нормальным сечениям.

При определении площади сечения пролетной арматуры по положительным изгибающим моментам сечения второстепенной балки рассматриваются как тавровые с полкой в сжатой зоне:

$$h_f' = h_{пл} = 60 \text{ мм}.$$

В соответствии с [3, п. 6.2.12] при $h_f'/h_{в.6} = 60/350 = 0,17 > 0,1$ в расчет вводим ширину сжатой полки:

$$b_f' = b_{в.6} + 2l_{св} = 200 + 2 \cdot 800 = 1800 \text{ мм},$$

где $l_{св} = (B - b_{г.6})/6 = (5000 - 200)/6 = 800 \text{ мм}$, что менее $0,5l_{02} = 0,5(l_{пл} - b_{в.6}) = 0,5 \cdot (2000 - 200) = 900 \text{ мм}$ (рис. 39, $жс$).

Расчетное сечение второстепенной балки в первом пролете имеет рабочую высоту:

$$h_0 = h_{в.6} - a = 350 - 50 = 300 \text{ мм}$$

(при предполагаемом расположении арматуры в два ряда по высоте сечения).

Предполагаем, что нейтральная ось проходит внутри полки:

$$A_0 = M_1 / (\gamma_{b1} R_b b_f' h_0^2) = 54840000 / (0,9 \cdot 8,5 \cdot 1800 \cdot 300^2) = 0,044.$$

По Приложению 3 $\eta = 0,977$; $\xi = 0,045$; $x = \xi h_0 = 0,045 \cdot 300 = 13,5 < h_f' = 60 \text{ мм}$, т. е. сечение рассчитывается как прямоугольное с шириной $b = b_f' = 1800 \text{ мм}$;

$$A_s = M_1 / (\eta h_0 R_s) = 54\,840\,000 / (0,977 \cdot 300 \cdot 355) = 527 \text{ мм}^2.$$

Принимаем по сортаменту арматуры 2Ø14 А400 + 2Ø12 А400 с $A_s = 534 \text{ мм}^2$.

Для расчетного сечения в среднем пролете рабочая высота сечения при одностороннем расположении арматуры составляет:

$$h_0 = h_{в.б} - a = 350 - 30 = 320 \text{ мм};$$

$$A_0 = M_2 / (\gamma_{b1} R_b b_f h_0^2) = 37\,310\,000 / (0,9 \cdot 8,5 \cdot 1800 \cdot 320^2) = 0,026;$$

$$\eta = 0,987; \xi = 0,027; x = \xi h_0 = 0,027 \cdot 320 = 8,5 < h_f' = 60 \text{ мм};$$

$$A_s = M_2 / (\eta h_0 R_s) = 37\,310\,000 / (0,987 \cdot 320 \cdot 355) = 333 \text{ мм}^2.$$

Принимаем 2Ø16 А400 с $A_s = 402 \text{ мм}^2$.

На отрицательные опорные и пролетные изгибающие моменты сечения балки работают с полкой, находящейся в растянутой зоне. Эти сечения считываем как прямоугольные с $b = b_{в.б} = 200 \text{ мм}$.

В качестве рабочей растянутой арматуры над опорами второстепенных балок используем поперечные стержни класса В500 надпорных сеток, расположенных между осями соседних второстепенных балок (рис. 39, д).

Рабочая высота сечения у первой промежуточной опоры:

$$h_0 = h_{в.б} - a = 350 - 30 = 320 \text{ мм};$$

$$A_0 = M_B / (\gamma_{b1} R_b b_{в.б} h_0^2) = 42\,860\,000 / (0,9 \cdot 8,5 \cdot 200 \cdot 320^2) = 0,243;$$

$$\eta = 0,858; A_s = M_B / (\eta h_0 R_s) = 42\,860\,000 / (0,858 \cdot 320 \cdot 415) = 376 \text{ мм}^2.$$

Принимаем в качестве надпорной арматуры у первой промежуточной опоры две сварные рулонные сетки с поперечной рабочей арматурой, которые в целях экономии арматуры частично перекрывают друг друга. При двух надпорных сетках, раскатываемых вдоль главной балки, требуемая площадь рабочей арматуры одной сетки из обыкновенной холоднотянутой проволоки должна составлять $A_s/2 = 376/2 = 188 \text{ мм}^2$, а на 1 пог. м требуется арматура площадью $(A_s/2)/l_{\text{ш}} = 188/2 = 94 \text{ мм}^2$.

По сортаменту сварных сеток принимаем сетки марки 250/150/4/5 с $A_s = 131 \text{ мм}^2$.

Для сечений на средних опорах принимаем также

$$h_0 = 320 \text{ мм};$$

$$A_0 = M_C / (\gamma_{b1} R_b b_{в.б} h_0^2) = 37\,310\,000 / (0,9 \cdot 8,5 \cdot 200 \cdot 320^2) = 0,211;$$

$$\eta = 0,880; A_s = M_C / (\eta h_0 R_s) = 37\,310\,000 / (0,880 \cdot 320 \cdot 415) = 319 \text{ мм}^2;$$

$$A_s/2 = 319/2 = 159,5 \text{ мм}^2; \text{ на 1 пог. м} - (A_s/2)/l_{\text{ш}} = 159,5/2 = 79,75 \text{ мм}^2.$$

Принимаем рулонные сетки марки 250/150/3/4 с $A_s = 84 \text{ мм}^2$.

Отрицательные моменты в средних пролетах (за пределами надпорных сеток) воспринимаются верхней арматурой каркасов второстепенных балок, которая в этих случаях является расчетной. Определяем требуемое сечение продольной арматуры на отрицательный момент $M = M_{2\text{min}} = 24,01 \text{ кН}\cdot\text{м}$, действующий в пролете BC при $h_0 = h_{в.б} - a = 350 - 45 = 305 \text{ мм}$:

$$A_0 = M_{2\text{min}} / (\gamma_{b1} R_b b_{в.б} h_0^2) = 24\,010\,000 / (0,9 \cdot 8,5 \cdot 200 \cdot 305^2) = 0,168;$$

$$\eta = 0,907; A_s = M_{2\text{min}} / (\eta h_0 R_s) = 24\,010\,000 / (0,907 \cdot 305 \cdot 355) = 244 \text{ мм}^2.$$

Принимаем 2Ø14 А400 с $A_s = 308 \text{ мм}^2$.

В средних пролетах, где $M = M_{3\text{min}} = -21,24 \text{ кН}\cdot\text{м}$:

$$A_0 = 21\,240\,000 / (0,9 \cdot 8,5 \cdot 200 \cdot 305^2) = 0,149; \eta = 0,92;$$

$$A_s = M_{3\text{min}} / (\eta h_0 R_s) = 21\,240\,000 / (0,92 \cdot 305 \cdot 355) = 213 \text{ мм}^2.$$

Принимаем 2Ø12 А400 с $A_s = 226 \text{ мм}^2$.

Переходим к расчету прочности по наклонным сечениям.

В зависимости от технологических условий точечной сварки при одностороннем расположении в каркасе продольных стержней Ø16 мм диаметр поперечных стержней в соответствии с Приложением 2 должен быть не менее 4 мм. Принимаем $d_w = 8 \text{ мм}$ ($a_{sw} = 50,3 \text{ мм}^2$). Число каркасов $n = 2$, а площадь поперечных стержней $A_{sw} = a_{sw} n = 2 \cdot 50,3 = 101 \text{ мм}^2$.

Проверяем выполнение условия $Q_A \leq 0,5 \gamma_{b1} R_b b_{в.б} h_0$: $Q_A = 50\,000 > 0,5 \times 0,9 \cdot 0,75 \cdot 200 \cdot 305 = 20\,878 \text{ Н}$ – условие не выполняется. Поскольку $Q_A < Q_B^n < Q_B^n$, то на всех приопорных участках требуется установка поперечной арматуры по расчету.

Во всех пролетах на приопорных участках длиной $l_{\text{оп}} = B/4 = 5/4 = 1,25 \text{ м}$ назначаем шаг поперечных стержней $s = 150 \text{ мм}$, что отвечает конструктивным требованиям [3, п. 8.3.11] $s \leq h_0/2$ и $s \leq 300 \text{ мм}$, а также не превышает наибольшего допустимого расстояния между соседними поперечными стержнями:

$$s_{\text{max}} = \gamma_{b1} R_b b_{в.б} h_0^2 / Q_B^n = 0,9 \cdot 0,75 \cdot 200 \cdot 305^2 / 75\,010 = 167 \text{ мм}.$$

Определяем усилие в поперечных стержнях на единицу длины элемента:

$$q_{sw} = R_{sw} A_{sw} / s = 170 \cdot 101 / 150 = 114,5 \text{ Н/мм.}$$

Проверяем соблюдение условия:

$$q_{sw} \geq 0,25 \gamma_{b1} R_{bt} b_{в.б};$$

$114,5 > 0,25 \cdot 0,9 \cdot 0,75 \cdot 200 = 33,75 \text{ Н/мм}$ – условие соблюдается.

Проверим теперь прочность нескольких наклонных сечений, начинающихся от внутренней грани опоры, по поперечной силе по условию

$$Q \leq Q_b + Q_{sw}$$

Ограничимся рассмотрением расчета двух наклонных сечений, находящихся вблизи опоры *B* слева, для которых длина горизонтальных проекций $c = c_1 = 2h_0$ и $c = c_2 = 2,5h_0$.

Поперечная сила, воспринимаемая бетоном, при $c = c_1 = 2h_0$:

$$Q_{b1} = \varphi_{b2} \gamma_{b1} R_{bt} b_{в.б} h_0^2 / c_1 = 1,5 \cdot 0,9 \cdot 0,75 \cdot 200 \cdot 305^2 / (2 \cdot 305) = 30881 \text{ Н;}$$

поперечная сила, воспринимаемая бетоном, при $c = c_2 = 2,5h_0$:

$$Q_{b2} = \varphi_{b2} \gamma_{b1} R_{bt} b_{в.б} h_0^2 / c_2 = 1,5 \cdot 0,9 \cdot 0,75 \cdot 200 \cdot 305^2 / (2,5 \cdot 305) = 24705 \text{ Н.}$$

Значения Q_{b1} и Q_{b2} получились больше $0,5 \gamma_{b1} R_{bt} b_{в.б} h_0 = 0,5 \cdot 0,9 \cdot 0,75 \times 200 \cdot 305 = 20878 \text{ Н}$ и меньше $2,5 \gamma_{b1} R_{bt} b_{в.б} h_0 = 2,5 \cdot 0,9 \cdot 0,75 \cdot 200 \cdot 305 = 104390 \text{ Н}$ [3, п. 6.2.34].

Поперечная сила, воспринимаемая поперечными стержнями по длине c_0 :

$$Q_{sw} = \varphi_{sw} q_{sw} c_0 = 0,75 \cdot 114,5 \cdot 610 = 52384 \text{ Н.}$$

Проверяем выполнение условия $Q \leq Q_b + Q_{sw}$ для двух рассматриваемых наклонных сечений:

$$75010 < 30881 + 52384 = 83265 \text{ Н;}$$

$$75010 < 24705 + 52384 = 77089 \text{ Н.}$$

Условия выполняются.

Проверяем достаточность принятого сечения балки для обеспечения прочности по бетонной полосе между наклонными сечениями по условию:

$$Q_B^n \leq 0,3 \gamma_{b1} R_{bt} b_{в.б} h_0;$$

$75010 < 0,3 \cdot 0,9 \cdot 8,5 \cdot 200 \cdot 305 = 139955 \text{ Н}$ – условие выполняется.

Оставляем шаг поперечных стержней на приопорных участках во всех пролетах $s = 150 \text{ мм}$. В средней части всех пролетов увеличиваем шаг поперечных стержней до $s_1 = 200 \text{ мм}$, что не превышает $3h_0/4 = 3 \cdot 305/4 = 228,75 \text{ мм}$ и 500 мм .

Расчеты элементов перекрытия с размерами, принятыми в соответствии с рекомендациями [5], по второй группе предельных состояний можно не производить, поскольку в этом случае требования, предъявляемые к элементам в отношении их обеспеченности от чрезмерного раскрытия трещин и чрезмерных прогибов, автоматически удовлетворяются.

Основные буквенные обозначения

Внешние нагрузки

- g – постоянная равномерно распределенная нагрузка (собственный вес конструкций);
 v – то же, временная (полезная);
 q – то же, полная;
 F – сосредоточенная сила.

Усилия от внешних нагрузок и воздействий в поперечном сечении элемента

- M – изгибающий момент;
 N – продольная сила;
 Q – поперечная сила.

Характеристики материалов

- $R_{b,n}$ – нормативное сопротивление бетона осевому сжатию;
 $R_b, R_{b,ser}$ – расчетные сопротивления бетона осевому сжатию для предельных состояний соответственно первой и второй групп;
 $R_{bt,n}$ – нормативное сопротивление бетона осевому растяжению;
 $R_{bt}, R_{bt,ser}$ – расчетные сопротивления бетона осевому растяжению для предельных состояний соответственно первой и второй групп;
 $R_{b,loc}$ – расчетное сопротивление бетона смятию;
 R_{bond} – расчетное сопротивление сцепления арматуры с бетоном;
 $R_s, R_{s,ser}$ – расчетные сопротивления арматуры растяжению для предельных состояний соответственно первой и второй групп;
 R_{sw} – расчетное сопротивление поперечной арматуры растяжению;
 R_{sc} – расчетное сопротивление арматуры сжатию для предельных состояний первой группы;
 E_b – начальный модуль упругости бетона при сжатии и растяжении;
 $E_{b,red}$ – приведенный модуль деформации сжатого бетона;
 E_s – модуль упругости арматуры;
 $E_{s,red}$ – приведенный модуль деформации арматуры, расположенной в растянутой зоне элемента с трещинами;
 $\varphi_{b,cr}$ – коэффициент ползучести бетона;
 α – отношение соответствующих модулей упругости арматуры E_s и бетона E_b .

Характеристики положения продольной арматуры в поперечном сечении элемента

- S – обозначение продольной арматуры:
при наличии сжатой и растянутой от действия внешней нагрузки зон сечения – расположенной в растянутой зоне;
при полностью сжатом от действия внешней нагрузки сечении – расположенной у менее сжатой грани сечения;
при полностью растянутом от действия внешней нагрузки сечении:
для внецентренно растянутых элементов – расположенной у более растянутой грани сечения;
для центрально растянутых элементов – всей в поперечном сечении элемента;
 S' – обозначение продольной арматуры:
при наличии сжатой и растянутой от действия внешней нагрузки зон сечения – расположенной в сжатой зоне;
при полностью сжатом от действия внешней нагрузки сечении – расположенной у более сжатой грани сечения;
при полностью растянутом от действия внешней нагрузки сечении внецентренно растянутых элементов – расположенной у менее растянутой грани сечения.

Геометрические характеристики

- b – ширина прямоугольного сечения; ширина ребра таврового и двутаврового сечений;
 b_f, b_f' – ширина полки таврового и двутаврового сечений соответственно в сжатой и растянутой зонах;
 h – высота прямоугольного, таврового и двутаврового сечений;
 h_f, h_f' – высота полки прямоугольного, таврового и двутаврового сечений соответственно в сжатой и растянутой зонах;
 a, a' – расстояния от равнодействующей усилий в арматуре соответственно S и S' до ближайшей грани сечения;
 h_0, h_0' – рабочая высота сечения, равная соответственно $h - a$ и $h - a'$;
 x – высота сжатой зоны бетона;
 ξ – относительная высота сжатой зоны бетона, равная x/h_0 ;
 s – расстояние между хомутами, измеренное по длине элемента;
 e_0 – эксцентриситет продольной силы N относительно центра тяжести приведенного сечения, определяемый с учетом указаний [3, п. 4.2.6];
 e, e' – расстояния от точки приложения продольной силы N до равнодействующей усилий в арматуре соответственно S и S' ;
 l – пролет элемента;

l_0 – расчетная длина элемента, подвергающегося действию продольной сжимающей силы;

i – радиус инерции поперечного сечения элемента относительно центра тяжести сечения;

l_{an} – длина анкеровки арматуры;

d, d_w – номинальный диаметр стержней соответственно продольной и поперечной арматуры;

A_s, A'_s – площади сечения арматуры соответственно S и S' ;

A_{sw} – площадь сечения хомутов, расположенных в одной нормальной к продольной оси плоскости, пересекающей наклонное сечение;

μ – коэффициент армирования, определяемый как отношение площади сечения арматуры S к площади поперечного сечения элемента bh_0 без учета свесов сжатых и растянутых полок;

A – площадь всего бетона в поперечном сечении;

A_{bt} – площадь сечения бетона растянутой зоны;

A_{red} – площадь приведенного сечения элемента;

A_{loc} – площадь смятия бетона;

I – момент инерции сечения всего бетона относительно центра тяжести сечения элемента;

I_{red} – момент инерции приведенного сечения элемента относительно его центра тяжести;

W – момент сопротивления сечения элемента для крайнего растянутого волокна.



Приложение 1
Таблица П1

Сортамент арматуры

Номинальный диаметр стержня, мм	Расчетная площадь поперечного стержня, мм ² , при количестве стержней									Теоретическая масса 1 м длины арматуры, кг	Диаметр арматуры классов			Максимальный размер сечения стержня периодического профиля
	1	2	3	4	5	6	7	8	9		A240	A400	A500	
3	7,1	14,1	21,2	28,3	35,3	42,4	49,5	56,5	63,6	0,052	-	-	+	-
4	12,6	25,1	37,7	50,2	62,8	75,4	87,9	100,5	113	0,092	-	-	+	-
5	19,6	39,3	58,9	78,5	98,2	117,8	137,5	157,1	176,7	0,144	-	-	+	-
6	28,3	57	85	113	141	170	198	226	254	0,222	+	-	+	6,75
8	50,3	101	151	201	251	302	352	402	453	0,395	+	-	+	9,0
10	78,5	157	236	314	393	471	550	628	707	0,617	+	+	+	11,3
12	113,1	226	339	452	565	679	792	905	1018	0,888	+	+	+	13,5
14	153,9	308	462	616	769	923	1077	1231	1385	1,208	+	+	-	15,5
16	201,1	402	603	804	1005	1206	1407	1608	1810	1,578	+	+	-	18
18	254,5	509	763	1018	1272	1527	1781	2036	2290	1,998	+	+	-	20
20	314,2	628	942	1256	1571	1885	2199	2513	2828	2,466	+	+	-	22

Номинальный диаметр стержня, мм	Расчетная площадь поперечного стержня, мм ² , при количестве стержней									Теоретическая масса 1 м длины арматуры, кг	Диаметр арматуры классов			Максимальный размер сечения стержня периодического профиля
	1	2	3	4	5	6	7	8	9		A240 A400 A500	A300	B500	
22	380,1	760	1140	1520	1900	2281	2661	3041	3421	2,984	+	+	-	24
25	490,9	982	1473	1963	2454	2945	3436	3927	4418	3,84	+	+	-	27
28	615,8	1232	1847	2463	3079	3685	4310	4926	5542	4,83	+	+	-	30,5
32	804,3	1609	2413	3217	4021	4826	5630	6434	7238	6,31	+	+	-	34,5
36	1017,9	2036	3054	4072	5089	6107	7125	8143	9161	7,99	+	+	-	39,5
40	1256,6	2513	3770	5027	6283	7540	8796	10053	11310	9,865	+	+	-	43,5
45	1590,4	3181	4771	6362	7952	9542	11133	12723	14313	12,49	-	+	-	49
50	1963,5	3927	5891	7854	9818	11781	13745	15708	17672	15,41	-	+	-	54
55	2376	4752	7128	9504	11880	14256	16632	19008	21384	18,65	-	+	-	59
60	2827	5654	8481	11308	14135	16962	19789	22616	25443	22,19	-	+	-	64
70	3848	7696	11544	15392	19240	23088	26936	30784	34632	30,46	-	+	-	74,0

Примечания:

1. Номинальный диаметр стержней для арматурных стержней периодического профиля соответствует номинальному диаметру равновеликих по площади поперечного сечения гладких стержней. Фактические размеры стержней периодического профиля устанавливаются ГОСТ 5781-82.

2. Знак «+» означает наличие диаметра в сорimente для арматуры данного класса.

Соотношения между диаметрами стержней и минимальные расстояния между стержнями в сварных сетках и каркасах при контактной точечной сварке

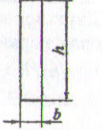
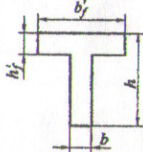
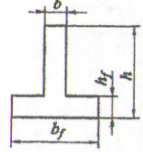
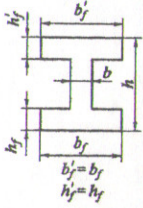
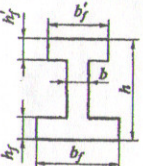
Показатели	Значения показателей																
	3	4	5	6	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32	36	40
Диаметр стержня одного направления, мм	3	4	5	6	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32	36	40
Наименьший допустимый диаметр стержня другого направления, мм	3	3	3	3	3	3	4	4	4	5	5	6	8	8	8	10	10
Наименьшее допустимое расстояние между осями стержней одного направления, мм	50	50	50	50	75	75	75	75	75	100	100	100	150	150	150	200	200
То же, продольных стержней при двухрядном их расположении в каркасе, мм	-	-	-	30	30	30	40	40	40	40	40	50	50	60	70	80	80

Таблица для расчета изгибаемых элементов прямоугольного сечения, армированных одиночной арматурой

ξ	η	A_0	ξ	η	A_0
0,01	0,995	0,01	0,36	0,82	0,295
0,02	0,99	0,02	0,37	0,815	0,301
0,03	0,985	0,03	0,38	0,81	0,309
0,04	0,98	0,039	0,39	0,805	0,314
0,05	0,975	0,048	0,40	0,8	0,32
0,06	0,97	0,058	0,41	0,795	0,326
0,07	0,965	0,067	0,42	0,79	0,332
0,08	0,96	0,077	0,43	0,785	0,337
0,09	0,955	0,085	0,44	0,78	0,343
0,10	0,95	0,095	0,45	0,775	0,349
0,11	0,945	0,104	0,46	0,77	0,354
0,12	0,94	0,113	0,47	0,765	0,359
0,13	0,935	0,121	0,48	0,76	0,365
0,14	0,93	0,13	0,49	0,755	0,37
0,15	0,925	0,139	0,50	0,75	0,375
0,16	0,92	0,147	0,51	0,745	0,38
0,17	0,915	0,155	0,52	0,74	0,385
0,18	0,91	0,164	0,53	0,735	0,39
0,19	0,905	0,172	0,54	0,73	0,394
0,20	0,9	0,18	0,55	0,725	0,399
0,21	0,895	0,188	0,56	0,72	0,403
0,22	0,89	0,196	0,57	0,715	0,408
0,23	0,885	0,203	0,58	0,71	0,412
0,24	0,88	0,211	0,59	0,705	0,416
0,25	0,875	0,219	0,60	0,70	0,42
0,26	0,87	0,226	0,61	0,695	0,424
0,27	0,865	0,236	0,62	0,69	0,428
0,28	0,86	0,241	0,63	0,685	0,432
0,29	0,855	0,248	0,64	0,68	0,435
0,30	0,85	0,255	0,65	0,675	0,439
0,31	0,845	0,262	0,66	0,67	0,442
0,32	0,84	0,269	0,67	0,665	0,446
0,33	0,835	0,275	0,68	0,66	0,449
0,34	0,83	0,282	0,69	0,655	0,452
0,35	0,825	0,289	0,70	0,65	0,455

Значения коэффициента γ для определения момента сопротивления изгибу с учетом неупругих деформаций растянутого бетона

Таблица П4

Сечение	Коэффициент γ	Форма поперечного сечения
1. Прямоугольное	1,30	
2. Тавровое с полкой, расположенной в сжатой зоне	1,30	
3. Тавровое с полкой (уширением), расположенной в растянутой зоне: а) при $b_f/b \leq 2$ независимо от отношения h_f/h ; б) $b_f/b > 2$ и $h_f/h \geq 2$; в) $b_f/b > 2$ и $h_f/h < 2$	1,25 1,25 1,20	
4. Двухтавровое симметричное (коробчатое): а) $b_f'/b = b_f/b \leq 2$ независимо от отношения $h_f'/h = h_f/h$; б) $2 < b_f'/b = b_f/b \leq 6$ независимо от отношения $h_f'/h = h_f/h$; в) $b_f'/b = b_f/b > 6$ и $h_f'/h = h_f/h \geq 0,2$; г) $6 < b_f'/b = b_f/b \leq 15$ и $h_f'/h = h_f/h < 0,2$; д) $b_f'/b = b_f/b \geq 15$ и $h_f'/h = h_f/h < 0,2$	1,30 1,25 1,25 1,20 1,15	
5. Двухтавровое несимметричное, удовлетворяющее условию $b_f/b \leq 3$: а) при $b_f/b \leq 2$ независимо от отношения h_f/h ; б) $2 < b_f/b \leq 6$ независимо от отношения h_f/h ; в) $b_f/b > 6$ и $h_f/h > 0,1$	1,30 1,25 1,25	

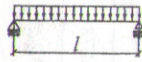
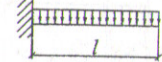
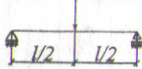
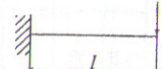
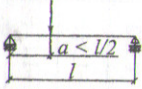
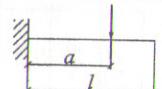
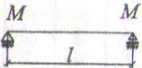
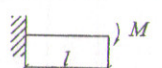
Сечение	Коэффициент γ	Форма поперечного сечения
6. Двутавровое несимметричное, удовлетворяющее условию $3 < b_f'/b < 8$: а) при $b_f'/b \leq 4$ независимо от отношения h_f/h ; б) $b_f'/b > 4$ и $h_f/h \geq 0,2$; $b_f'/b > 4$ и $h_f/h < 0,2$	1,25 1,25 1,20	
7. Двутавровое несимметричное, удовлетворяющее условию $b_f'/b \geq 8$: а) при $h_f/h > 0,3$; б) $h_f/h \leq 0,3$	1,35 1,30	

Изгибающие моменты и поперечные силы в неразрезных трехпролетных балках с равными пролетами

Схема нагрузки	Пролетные моменты		Опорные моменты		Поперечные силы						
	M_1	M_2	M_B	M_C	Q_A	Q_B^+	Q_B^-	Q_C^+	Q_C^-	Q_D	
		0,08	0,025	-0,1	-0,1	0,4	-0,6	0,5	-0,5	0,6	-0,4
	0,101	-0,05	-0,05	-0,05	0,45	-0,55	0	0	0,55	-0,45	
	-0,025	0,075	-0,05	-0,05	-0,05	-0,05	0,5	-0,5	0,05	0,05	
	-	-	-0,117	-0,033	0,383	-0,617	0,583	-0,417	0,033	0,033	
	-	-	-0,067	-0,017	0,433	-0,567	0,083	0,083	-0,017	-0,017	
	0,244	0,067	-0,267	-0,267	0,733	-1,267	1	-1	1,267	-0,733	
	0,289	-0,133	-0,133	-0,133	0,866	-1,133	0	0	1,133	-0,866	
	-0,044	0,2	-0,133	-0,133	-0,133	-0,133	1	-1	0,133	0,133	
	-	-	-0,311	-0,089	0,689	-1,311	1,222	-0,788	0,089	0,089	
	-	-	-0,178	-0,044	0,822	-1,178	0,222	0,222	0,044	-0,044	

Примечание. При равномерно распределенной нагрузке $M = (ag + \beta y)^2$; $Q = (\gamma g + \delta y)$. При сосредоточенной нагрузке $M = (\alpha G + \beta Y)$; $Q = \gamma G + \delta Y$.

Значение коэффициента s

Схема загрузки свободно опёртой балки	Коэффициент s	Схема загрузки консольной балки	Коэффициент S
	$\frac{5}{48}$		$\frac{1}{4}$
	$\frac{1}{12}$		$\frac{1}{3}$
	$\frac{1}{8} - \frac{a^2}{6l^2}$		$\frac{a}{6l} (3 - a/l)$
	$\frac{1}{8}$		$\frac{1}{2}$

Примечание. При загрузении элемента сразу по нескольким схемам $s = \sum S M_i / \sum M_p$, где s_i и M_i – соответственно коэффициент s и момент M в середине пролета балки или в заделке консоли для каждой схемы загрузки. В этом случае кривизна $(1/r)_{\max}$ определяется при $M = \sum M_p$.

Библиографический список

- ✓ 1. СНиП 52-01-2003. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. – М.: ГУП НИИЖБ Госстроя России, 2004. – 24 с.
- ✓ 2. СНиП 2.0.07-85*. Нагрузки и воздействия / Минстрой России. – М.: ГУП ЦПП, 2009.
- ✓ 3. СП 52-101-2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры. – М.: ГУП НИИЖБ Госстроя России, 2004. – 54 с.
- ✓ 4. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона без предварительного напряжения арматуры (к СП 52-101-2003) / ЦНИИПромзданий, НИИЖБ. – М.: ОАО «ЦНИИПромзданий», 2005. – 214 с.
- ✓ 5. Байков В. Н. Железобетонные конструкции (общий курс) / В. Н. Байков, Э. Е. Сигалов. – М.: Стройиздат, 1991. – 767 с.
- ✓ 6. Евстифеев В. Г. Проектирование железобетонных конструкций многоэтажного здания : учеб. пособие / В. Г. Евстифеев, О. В. Евстифеева. – СПб.: Петербургский гос. ун-т путей сообщения, 2008. – 64 с.
7. Проектирование железобетонных конструкций многоэтажного здания. Часть 2. Сборно-монолитный ригель : метод. указания к вып. курс. проекта № 1 / Сост. В. Г. Евстифеев. – СПб.: Петербургский ин-т инженеров транспорта, 1992. – 39 с.
8. Проектирование железобетонных конструкций многоэтажного здания. Часть 3. Колонна : метод. указания к вып. курс. проекта № 1 / Сост. В. Г. Евстифеев, Ю. И. Тетерин. – СПб.: Петербургский гос. ун-т путей сообщения, 1997. – 28 с.
9. Евстифеев В. Г. Железобетонные и каменные конструкции. В 2 ч. Ч. 1. Железобетонные конструкции : учебник для студентов учреждений высшего проф. образования / В. Г. Евстифеев. – М.: Издательский центр «Академия», 2011. – 432 с.
10. Соколов Б. С. Проектирование железобетонных и каменных конструкций : учеб. пособие / Б. С. Соколов, Г. П. Никитин, А. Н. Седов. – М.: Изд-во ассоциации строительных вузов, 2010. – 216 с.
11. Улицкий И. И. Железобетонные конструкции (расчет и конструирование) / И. И. Улицкий, С. А. Ривкин, М. В. Самолетов, А. А. Дыховичный. – Киев, Гостехиздат УССР, 1959. – 876 с.

Оглавление

Введение	3
1. Рекомендации по проектированию железобетонных конструкций многоэтажного промышленного здания	5
1.1. Сборные панельные перекрытия	5
1.2. Колонны	29
1.3. Фундаменты	40
1.4. Монолитное ребристое перекрытие с балочными плитами	48
1.4.1. Основные положения	48
1.4.2. Расчет и конструирование балочных плит	49
1.4.3. Расчет и конструирование второстепенных балок	52
2. Пример расчета железобетонных конструкций многоэтажного промышленного здания	56
2.1. Общие исходные данные	56
2.2. Компонка здания. Составление монтажного плана перекрытия	56
2.3. Расчет ребристой панели	58
2.3.1. Назначение характеристик прочности бетона и арматуры, определение высоты панели	58
2.3.2. Расчет продольного ребра панели по нормальным сечениям	58
2.3.3. Расчет полки панели на местный изгиб	62
2.3.4. Расчет продольного ребра панели по наклонным сечениям	64
2.3.5. Расчет продольного ребра панели по раскрытию трещин, нормальных к продольной оси ребра	65
2.3.6. Определение прогиба панели	68
2.3.7. Проверка прочности панели на нагрузки, действующие во время транспортирования и монтажа	70
2.3.8. Определение диаметра подъемных петель	72
2.4. Расчет неразрезного ригеля	72
2.4.1. Назначение размеров сечения и характеристик прочности бетона и арматуры	72
2.4.2. Сбор нагрузок на 1 пог. м ригеля	74
2.4.3. Выбор расчетной схемы и статический расчет ригеля	74
2.4.4. Расчет прочности нормальных сечений	80
2.4.5. Расчет прочности наклонных сечений	82
2.4.6. Построение эпюры материалов	85

2.5. Расчет колонны	89
2.5.1. Исходные данные	89
2.5.2. Сбор нагрузок, расчетная схема, определение усилий	89
2.5.3. Подбор сечений бетона и арматуры	93
2.5.4. Расчет стыка колонны	95
2.5.5. Расчет консоли	98
2.6. Расчет центрально нагруженного фундамента	100
2.6.1. Исходные данные	100
2.6.2. Определение размеров подошвы фундамента	100
2.6.3. Назначение высоты фундамента и размеров ступеней	102
2.6.4. Проверка прочности нижней ступени фундамента на продавливание и срез	104
2.6.5. Расчет армирования подошвы фундамента	105
2.7. Монолитное ребристое перекрытие с балочными плитами	106
2.7.1. Исходные данные	106
2.7.2. Компонка перекрытия	106
2.7.3. Расчет плиты	107
2.7.4. Расчет второстепенной балки	111
Основные буквенные обозначения	120
Приложение 1. Сортамент арматуры	123
Приложение 2. Соотношения между диаметрами стержней и минимальные расстояния между стержнями в сварных сетках и каркасах при контактной точечной сварке	125
Приложение 3. Таблица для расчета изгибаемых элементов прямоугольного сечения, армированных одиночной арматурой	126
Приложение 4. Значения коэффициента γ для определения момента сопротивления изгибу с учетом неупругих деформаций растянутого бетона	127
Приложение 5. Изгибающие моменты и поперечные силы в неразрезных трехпролетных балках с равными пролетами	129
Приложение 6. Значение коэффициента s	130
Библиографический список	131

Учебное издание

**Евстифеев Владимир Георгиевич,
Гуков Сергей Евгеньевич**

**ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ
МНОГОЭТАЖНОГО ПРОМЫШЛЕННОГО ЗДАНИЯ**

Учебное пособие

Редактор, корректор *И. А. Шабранская*
Компьютерная верстка *А. А. Стукановой*

Подписано в печать с оригинал-макета 29.09.2011.
Формат 60 × 84 1/16. Бумага для множ. апп. Печать офсетная.
Усл. печ. л. 8,375. Тираж 300 экз.
Заказ 863.

Петербургский государственный университет путей сообщения.
190031, СПб., Московский пр., 9.
Типография ПГУПС. 190031, СПб., Московский пр., 9.