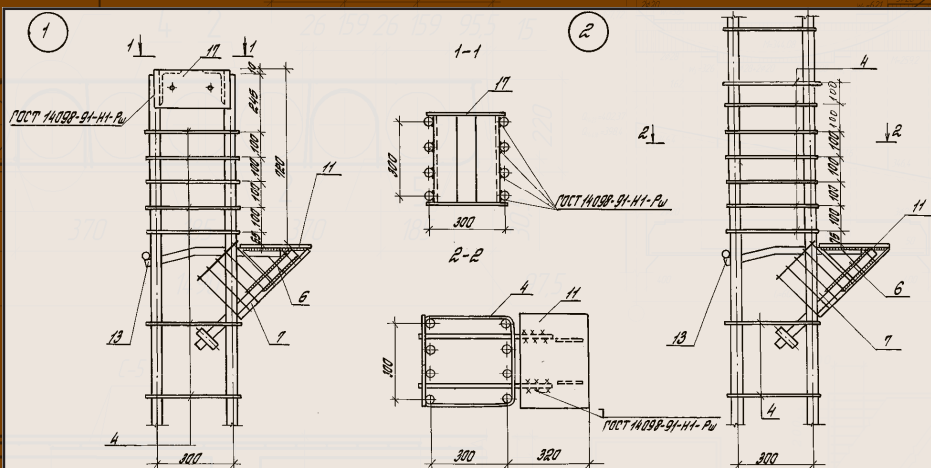


Министерство образования и науки Российской Федерации  
Тольяттинский государственный университет  
Архитектурно-строительный институт  
Кафедра «Городское строительство и хозяйство»

В.А. Филиппов

# ПРОЕКТИРОВАНИЕ КОНСТРУКЦИЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ МНОГОЭТАЖНЫХ ПРОМЫШЛЕННЫХ ЗДАНИЙ

Электронное учебно-методическое пособие



ФГБОУ ВПО «Тольяттинский государственный университет», 2015

ISBN 978-5-8259-0825-0

УДК 624.012.45(075.8)

ББК 38.53

Рецензенты:

начальник бюро сопровождения проектов Проектного  
управления ОАО «АВТОВАЗ» *А.В. Казаринов*;  
канд. техн. наук, доцент Тольяттинского государственного  
университета *В.И. Булгаков*.

Филиппов, В.А. Проектирование конструкций железобетонных  
многоэтажных промышленных зданий : электронное учеб.-метод.  
пособие / В.А. Филиппов. – Тольятти : Изд-во ТГУ, 2015. – 140 с. –  
1 оптический диск.

Приведены методика, последовательность и примеры расчета  
и конструирования железобетонных конструкций многоэтажных  
промышленных зданий, включая расчет фундаментов.


Учебно-методическое пособие написано в соответствии с про-  
граммой курса «Железобетонные и каменные конструкции» и пред-  
назначено для курсового и дипломного проектирования направле-  
ния подготовки бакалавров 270800.62 «Строительство».

Текстовое электронное издание.

Рекомендовано к изданию научно-методическим советом  
Тольяттинского государственного университета.

Минимальные системные требования: IBM PC-совместимый  
компьютер: Windows XP/Vista/7/8; ПП 500 МГц или эквивалент;  
128 Мб ОЗУ; SVGA; Adobe Reader.

© ФГБОУ ВПО «Тольяттинский  
государственный университет», 2015



Редактор *Г.В. Данилова*  
Технический редактор *З.М. Малявина*  
Компьютерная верстка: *Л.В. Сызганцева*  
Художественное оформление,  
компьютерное проектирование: *И.И. Шишкина*



Дата подписания к использованию 29.01.2015.

Объем издания 10,45 Мб.

Комплектация издания: компакт-диск, первичная упаковка.

Заказ № 1-03-14.

Издательство Тольяттинского государственного университета  
445667, г. Тольятти, ул. Белорусская, 14,  
тел. 8 (8482) 53-91-47, [www.tltsu.ru](http://www.tltsu.ru)

## Содержание

ВВЕДЕНИЕ .....	6
1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О МНОГОЭТАЖНЫХ ПРОМЫШЛЕННЫХ ЗДАНИЯХ .....	8
1.1. Габаритные схемы зданий, привязка колонн и наружных стен к разбивочным осям .....	8
1.2. Конструктивное решение .....	10
1.3. Нагрузки на каркасы зданий .....	14
2. ПРОЕКТИРОВАНИЕ РЕБРИСТОЙ ПАНЕЛИ ПЕРЕКРЫТИЙ .....	16
2.1. Расчетный пролет и нагрузки .....	17
2.2. Усилия от расчетных и нормативных нагрузок .....	18
2.3. Расчетное сечение панели .....	19
2.4. Характеристики прочности бетона и арматуры .....	20
2.5. Расчет панели по первой группе предельных состояний ...	20
2.6. Расчет ребристой панели по второй группе предельных состояний .....	28
2.7. Конструкция типовой ребристой плиты перекрытия .....	36
3. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ПУСТОТНОЙ ПАНЕЛИ ПЕРЕКРЫТИЯ .....	39
3.1. Конструкция типовой пустотной панели .....	39
3.2. Расчетный пролет, нагрузки и усилия в плите .....	40
3.3. Характеристики прочности бетона и арматуры .....	41
3.4. Расчет пустотной панели по первой группе предельных состояний .....	42
3.5. Расчет пустотной панели по второй группе предельных состояний .....	48
3.6. Конструкция типовой пустотной панели перекрытия .....	53
4. ПРОЕКТИРОВАНИЕ РИГЕЛЯ .....	56
4.1. Расчетная схема и нагрузки .....	56
4.2. Вычисление изгибающих моментов в расчетных сечениях ригеля .....	57
4.3. Расчет прочности ригеля по сечениям, нормальным к продольной оси .....	64
4.4. Расчет прочности ригеля по сечениям, наклонным к продольной оси .....	66

4.5. Конструирование арматуры крайнего ригеля .....	68
4.6. Конструкция типового ригеля .....	73
5. ПРОЕКТИРОВАНИЕ РЕБРИСТОГО МОНОЛИТНОГО ПЕРЕКРЫТИЯ С БАЛОЧНЫМИ ПЛИТАМИ .....	78
5.1. Компоновка конструктивной схемы ребристого монолитного перекрытия с балочными плитами .....	78
5.2. Расчет монолитной плиты перекрытия .....	78
5.3. Расчет второстепенной неразрезной балки .....	83
6. РАСЧЕТ КРАЙНЕЙ КОЛОННЫ .....	93
6.1. Определение усилий в колонне .....	93
6.2. Расчет продольной арматуры колонны.....	96
6.3. Примеры конструирования типовых колонн .....	102
7. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ФУНДАМЕНТОВ ПОД КОЛОННЫ .....	112
7.1. Общие положения .....	112
7.2. Определение геометрических размеров фундамента .....	113
7.3. Проверка несущей способности фундамента .....	117
7.4. Определение сечений арматуры плитной части фундамента .....	119
7.5. Пример расчета фундамента .....	123
Библиографический список .....	129
Приложение .....	131

## ВВЕДЕНИЕ

Всемерное развитие производства, повышение его эффективности — основа технической политики современного государства. Требования, предъявляемые к промышленному строительству, к его способности эффективно удовлетворять запросы общества, будут систематически возрастать. Современное проектирование промышленных предприятий представляет собой сложный процесс, учитывающий и взаимосвязывающий множество разносторонних факторов, степень влияния которых меняется и обуславливается конкретными заданными требованиями. Большая роль в процессе проектирования отводится системе нормативной документации и в первую очередь Строительным нормам и правилам (СНиП), регламентирующим проектную деятельность и обеспечивающим комплексный подход к решению задач при проектировании и строительстве промышленных предприятий, а также надежность и долговечность построенных объектов.

Важнейшим направлением развития промышленного строительства остается создание и внедрение конструктивных типовых решений элементов зданий, а также способов их изготовления и монтажа, которые обеспечивали бы значительное повышение уровня индустриализации и снижение материалоемкости.

Существенную роль в выполнении поставленных задач играет оптимальность решений, принимаемых на стадии проектирования. Практика строительства показывает, что большинство проектов промышленных объектов (более 80 % по стоимости строительно-монтажных работ) разрабатываются с применением типовых проектных материалов. Переход проектных организаций на проектирование с широким использованием типовых материалов ставит ряд проблем, главная из которых — создание высокоэкономичных типовых конструкций, в наибольшей степени отвечающих современным требованиям.

Расчеты показывают, что за счет совершенствования конструктивных элементов может быть достигнуто не менее 30–40 % повышения производительности труда, а также значительное снижение материалоемкости зданий, которое в результате изменившихся в настоящее время требований к промышленным зданиям непрерывно увеличивается.

С использованием унифицированных параметров строится подавляющее большинство промышленных объектов. Доля многоэтажных промышленных зданий в общем объеме промышленного строительства составляет около 40 %, из которых большая часть приходится на здания с железобетонным каркасом. В номенклатуру железобетонных изделий включены конструкции, набор которых полностью обеспечивает проектирование и строительство многоэтажных промышленных зданий с объемно-планировочными решениями, соответствующими унифицированным габаритным схемам.

Целью данного учебно-методического пособия является изложение методики расчета и конструирования (с примерами расчета) типовых конструкций многоэтажных промышленных зданий в соответствии с требованиями свода правил СП 63.13330.2012 «Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения». При выполнении курсового или дипломного проекта помимо представленного методического пособия необходимо пользоваться соответствующими строительными нормами (СНиП), сводами правил (СП) к ним и пособиями к сводам правил.

Курсовое и дипломное проектирование многоэтажных промышленных зданий является важным этапом подготовки инженера-строителя. В процессе работы над проектом студент углубленно изучает и разрабатывает унифицированные схемы зданий, рассчитывает типовые конструкции, применяет на практике теоретические знания в решении конкретных задач, приучается пользоваться нормативной, учебной и технической литературой. Помимо этого, при выполнении чертежей в соответствии с требованиями ЕСКД студент закрепляет навыки конструирования железобетонных конструкций и составления спецификаций.

## **1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О МНОГОЭТАЖНЫХ ПРОМЫШЛЕННЫХ ЗДАНИЯХ**

---

---

### **1.1. Габаритные схемы зданий, привязка колонн и наружных стен к разбивочным осям**

Для зданий с сеткой колонн  $6 \times 6$  м, с перекрытиями из плит, опирающихся на полки ригелей, предусматриваются следующие габаритные схемы:

а) с количеством пролетов, равным двум и более, высотой от трех до пяти этажей включительно, с высотами этажей 4,8 и 6,0 м; высотой первого этажа 6,0 м и высотой последующих этажей 4,8 м, а также высотой первого этажа 7,2 м и высотой последующих этажей 6,0 м (регулярные схемы зданий);

б) с количеством пролетов, равным трем, с укрупненной сеткой колонн верхнего этажа, оборудованного подвесным транспортом или без него, высотой от трех до пяти этажей включительно, с высотами этажей 4,8 и 6,0 м и высотой верхнего этажа 7,2 м (нерегулярные схемы зданий).

Для зданий с сеткой колонн  $9 \times 6$  м включаются габаритные схемы:

а) с количеством пролетов два и более, высотой три и четыре этажа, с высотами этажей 4,8 и 6,0 м; высотой первого этажа 6,0 м и высотой первого этажа 7,2 м и высотой последующих этажей 6,0 м (регулярные схемы зданий);

б) с количеством пролетов, равным двум, с укрупненной сеткой колонн верхнего этажа, оборудованного подвесным транспортом или без него, высотой три и четыре этажа, с высотами этажей 4,8 и 6,0 м и высотой верхнего этажа 7,2 м (нерегулярные схемы зданий).

Высоты этажей зданий приняты от пола одного этажа до пола следующего этажа.

В верхних этажах с укрупненной сеткой колонн высота этажа принята от пола до низа стропильной конструкции.



Толщина пола условно принята равной 100 мм.

Расстояние между продольными или поперечными температурно-усадочными швами, как правило, должно устанавливаться расчетом.

Привязка колонн крайних рядов к продольным разбивочным осям здания принимается «нулевой», по колоннам средних рядов – «осевой».

Привязка колонн торцевых рам зданий к поперечным разбивочным осям принята «осевой».

Привязка внутренней грани торцевых стен зданий к геометрической оси колонн торцевых рам принята равной 230 мм.

Привязка колонн поперечных рам у температурно-усадочных швов зданий с одинаковой сеткой колонн во всех этажах к поперечным разбивочным осям принята либо «осевой» (с применением вставок), либо со смещением геометрических осей колонн с поперечной разбивочной оси на 500 мм внутрь температурного блока (без вставок).

Величина вставок назначается в конкретном проекте здания в соответствии с решением стен серии 1.030.1.-1/88\*.

Привязка колонн поперечных рам у температурно-усадочных швов зданий с укрупненной сеткой колонн верхнего этажа принята со смещением геометрических осей колонн с поперечной разбивочной оси на 500 мм внутрь температурного блока.

Здания с одинаковой сеткой колонн во всех этажах решены с бесчердачным покрытием из ребристых плит, с плоской кровлей и внутренним водостоком.

Покрытие в зданиях с укрупненной сеткой колонн верхнего этажа решено в конструкциях одноэтажных производственных зданий.

Лестницы принимаются с кирпичными несущими стенами, отделенными от каркаса здания температурным швом в надземной части. Лестничные марши Z-образные серии 1.050.9-4.93.

## 1.2. Конструктивное решение

Решение пространственного каркаса зданий представляет собой сочетание рамной системы в поперечном направлении и связевой в продольном направлении.

Прочность и устойчивость каркаса в поперечном направлении обеспечивается поперечными рамами, образованными сборными железобетонными колоннами и ригелями и запроектированными со всеми жесткими узлами сопряжения ригелей с колоннами, за исключением узлов сопряжений стропильной конструкции с колоннами в зданиях с укрупненной сеткой колонн верхнего этажа 18×6 м, которые приняты шарнирными.

Стык ригеля с колонной предусматривает опирание ригеля на консоль колонны треугольного очертания.

Жесткое сопряжение ригелей перекрытия с колоннами осуществляется при помощи ванной сварки выпусков арматуры из колонн и ригелей, сварки закладных изделий ригеля к консоли колонны и последующего замоноличивания стыка.

Соединение опорной арматуры с колонной в стыках, расположенных в уровне покрытия регулярных схем зданий, выполняется с помощью стыковых стержней, которые укладываются поверх оголовка колонны и привариваются ванной сваркой с выпусками опорной арматуры ригеля, а затем электродуговой сваркой привариваются к оголовку колонны.

Стыки колонн запроектированы жесткими и предусматривают соединение вертикальных выпусков арматуры из колонн с помощью ванной сварки встык. Замоноличивание стыка происходит после установки хомута в уровне ванной сварки и арматурных изделий.

Стыки колонн расположены на высоте 1,8 м от отметки верха консолей.

Глубина заделки колонн в стаканы фундаментов принимается равной 600 мм. Отметка верха стакана фундамента принята равной – минус 0,15 м.

Прочность и устойчивость каркаса здания в продольном направлении в период монтажа и эксплуатации обеспечивается постановкой вертикальных стальных связей по колоннам.

Связи portalного типа устанавливаются в продольном направлении только в одном шаге колонн, в средней части каждого температурного блока, во всех этажах здания, кроме верхнего, при регулярных схемах зданий, а в зданиях с укрупненной сеткой колонн верхнего этажа связи устанавливаются во всех этажах здания, включая верхний этаж.

Связи в зависимости от высоты здания, нагрузок, требований и степени жесткости дисков перекрытий могут устанавливаться либо разряженно (через один или более рядов колонн по внутренним рядам колонн), либо по каждому ряду колонн, включая крайние ряды колонн.

Междуэтажные перекрытия и покрытия выполняются из ребристых плит высотой 400 мм, опирающихся на полки ригелей или сверху на ригели прямоугольного сечения.

Междуэтажные перекрытия запроектированы из плит трех типоразмеров по ширине: основные плиты – шириной 3,0 м; доборные – шириной 1,5 и 0,75 м.

Доборные плиты шириной 0,75 м устанавливаются только по наружным рядам колонн.

Межколонные плиты шириной 3,0 м, располагаемые по средним рядам колонн, привариваются к закладным изделиям ригелей в четырех точках.

Доборные плиты шириной 0,75 м привариваются к монтажным столикам колонн и закладным изделиям ригелей.

Плиты шириной 3,0 м, располагаемые в крайнем пролете рядом с доборной плитой шириной 1,5 м, привариваются в двух точках. Остальные плиты монтируются без приварки.

Швы между плитами, а также между торцами плит, ригелями и колоннами должны быть тщательно заполнены бетоном класса не ниже В15.

Покрытия в зданиях, сохраняющих в верхнем этаже сетку колонн нижележащих этажей, решены аналогично перекрытиям.

Конструкции покрытия и монтажные узлы сопряжения конструкций в зданиях с укрупненной сеткой колонн верхнего этажа (18×6 м) принимаются как для одноэтажных производственных зданий.

Стены зданий приняты навесными или самонесущими из однослойных панелей для каркасных общественных зданий, производственных и вспомогательных зданий промышленных предприятий.

При навесных панелях остекление ленточное со стальными или деревянными переплетами.

Стеновые панели крепятся непосредственно к железобетонным колоннам.

В торцах зданий с сеткой колонн 9×6 м, а также в пределах верхнего этажа зданий с укрупненной сеткой колонн стеновые панели крепятся непосредственно к колоннам торцевых рам и к стойкам стального фахверка поэтажной разрезки, опирающимся на ригели поперечных рам.

Основные размеры и номенклатура конструкций (колонн, ригелей), на которые разработаны рабочие чертежи, приняты исходя из условий использования металлических опалубочных форм конструкций серии 1.420-12 и серий ИИ23-1/70 и ИИ23-2/70.

Номенклатура конструкций (серии 1.420-35.95) каркаса включает:

- колонны прямоугольного сечения 400×400 мм и 400×600 мм для зданий с высотами этажей 4,8; 6,0 и 7,2 м;
- ригели таврового сечения высотой 800 мм с полками для опирания плит перекрытия и покрытия, пролетами 6,0 и 9,0 м;
- ригели таврового сечения высотой 800 мм с односторонней полкой для опирания плит, пролетами 6,0 и 9,0 м, устанавливаемые в торцах зданий.

В перекрытиях серии 1.420-12 предусмотрены ригели прямоугольного сечения размером 300×800 мм для зданий с сеткой колонн 6×6 м под большие нагрузки и для зданий, в которых должно устанавливаться «провисающее» оборудование, опирающееся на балки, окаймляющие проемы перекрытий.

Для зданий с высотой этажей 4,8 м, а также с высотой первого этажа 6,0 м и высотой последующих этажей 4,8 м принята двухэтажная разрезка колонн нижних этажей. Для четырех- и пятиэтажных зданий разрезка колонн третьего и четвертого этажей также двухэтажная, а колонны верхнего этажа трех- и пятиэтажных зданий имеют одноэтажную разрезку.

Для зданий с высотой этажей 6,0 м, а также с высотой первого этажа 7,2 м и высотой последующих этажей 6,0 м принята двухэтажная разрезка колонн нижних этажей. Для четырехэтажных зданий разрезка колонн третьего и четвертого этажей двухэтажная. Для пятиэтажных зданий колонны третьего этажа – одноэтажной разрезки, а четвертого и пятого этажей – двухэтажной разрезки.

Колонны верхнего этажа с укрупненной сеткой имеют одноэтажную разрезку.

Колонны выполняются из тяжелого бетона классов по прочности на сжатие В15...В45.

Продольная арматура колонн принимается из стержневой горячекатаной периодического профиля арматуры класса А400 по ГОСТ 5781–82 постоянного по длине диаметра, хомуты – из стержневой горячекатаной гладкой арматуры класса А240 по ГОСТ 5781–82.

Колонны армируются пространственными каркасами, состоящими из арматурных стержней и замкнутых сварных хомутов. В состав пространственных каркасов колонн входят закладные изделия консолей колонн, стыков колонн, торцов колонн, выпусков арматуры для соединения с ригелями, закладные изделия для крепления стен, связей и т. д.

Ригели пролетами 6,0 и 9,0 м серии 1.420-35.95 (выпуски 2-1 и 2-2) приняты соответственно трех типоразмеров по длине: 4980 мм (7980 мм) – крайние по месту положения в каркасе здания при сечении колонн 400×600 мм; 5280 мм (8280 мм) – крайние при сечении колонн 400×400 мм и средние при сечении колонн 400×600 мм; 5480 мм (8480 мм) – средние при сечении колонн 400×400 мм.

Высота ригелей – 800 мм, ширина в уровне полок для опирания плит – 650 мм.

В ригелях, устанавливаемых в торце здания, полка для опирания плит предусмотрена только с одной стороны ригеля.

Ригели пролетом 6,0 м серии 1.420-35.95 (выпуск 2-1) разработаны с ненапрягаемой пролетной арматурой. В качестве рабочей арматуры (продольной и поперечной) используется стержневая горячекатаная периодического профиля арматура класса А400 по ГОСТ 5781–82.

Ригели пролетом 9,0 м серии 1.420-35.95 (выпуск 2-2) разработаны напряженными. В качестве напрягаемой пролетной арматуры в ригелях используется стержневая горячекатаная периодического профиля арматура класса А600 по ГОСТ 5781–82. В случае отсутствия на заводе-изготовителе арматурной стали класса А600 допускается применять горячекатаную периодического профиля арматуру класса А540, изготавливаемую из арматурной стали класса А400 по ГОСТ 5781–82 путем упрочнения вытяжкой с контролем удлинений и напряжений.

Ненапрягаемая продольная и поперечная арматура плоских каркасов ригелей пролетом 9,0 м принята из арматуры класса А400 по ГОСТ 5781–82.

Напряжение стержневой арматуры ригелей пролетом 9,0 м осуществляется механическим способом на упоры форм или коротких стендов.

Ригели пролетами 6,0 и 9,0 м изготавливаются из тяжелого бетона по ГОСТ 26633–91 классов по прочности на сжатие: В15...В25 – для ригелей пролетом 6,0 м; В25, В30 – для ригелей пролетом 9,0 м.

Ригели армируются пространственными каркасами, объединяющими плоские арматурные каркасы, а также другие арматурные и закладные изделия.

В ригелях предусмотрены закладные изделия для опирания и крепления ребристых плит перекрытий и покрытия, для крепления стальных стоек фахверка (в ригелях пролетом 9,0 м), для крепления монолитных участков (в ригелях у температурного шва), а также опорные закладные изделия для крепления ригелей к консолям колонн.

### **1.3. Нагрузки на каркасы зданий**

Промышленные здания в соответствии с ГОСТ Р 54257–2010 относятся ко второму нормальному уровню ответственности. Конструкции каркаса зданий рассчитываются на воздействие постоянных, временных длительных и кратковременных нагрузок. Постоянными нагрузками являются собственный вес железобетонных конструкций междуэтажных перекрытий и покрытия с учетом заливки швов; собственный вес конструкций кровли и пола; собс-

твенный вес наружных ограждающих конструкций, а также собственный вес колонн.

Вес перегородок условно отнесен к постоянным нагрузкам.

Кратковременными нагрузками являются ветровая, снеговая, от подвешенного транспорта на покрытие, а также вес людей, ремонтных материалов в зоне обслуживания и ремонта оборудования.

Временные длительные нагрузки – вес стационарного оборудования, вес жидкостей и твердых тел, заполняющих оборудование, вес хранимых материалов в местах, специально предназначенных для складирования и хранения материалов, а также пониженное нормативное значение снеговой нагрузки и нагрузки от подвешенного транспорта на конструкции покрытия.

Все временные нагрузки принимаются в виде эквивалентных равномерно распределенных нагрузок.

Принятые временные нагрузки на перекрытия используются в расчетах рам каркасов с учетом коэффициентов сочетаний, соответствующих основному сочетанию нагрузок –  $\psi_1 = 0,95$ ; для кратковременных нагрузок –  $\psi_2 = 0,9$ .

При расчете конструкций без учета ветровых нагрузок и нагрузок от подвешенного транспорта коэффициенты сочетаний на остальные временные нагрузки не вводятся.

## 2. ПРОЕКТИРОВАНИЕ РЕБРИСТОЙ ПАНЕЛИ ПЕРЕКРЫТИЙ

В курсовом проекте рассматривается вариант опирания панели на ригель прямоугольного сечения. На рис. 2.1 представлена конструкция типовой ребристой панели перекрытия для опирания на нижнюю полку ригеля таврового сечения. На рис. 2.2 изображены поперечное сечение панели и узел А.

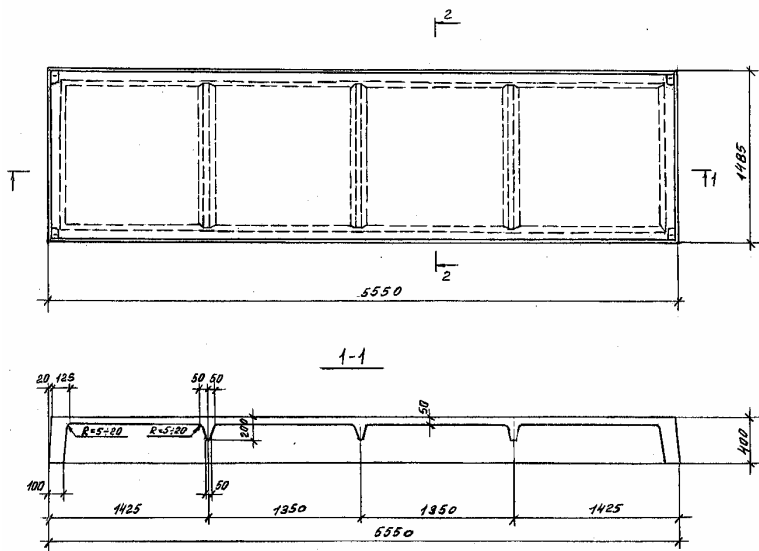


Рис. 2.1. Конструкция ребристой панели перекрытия



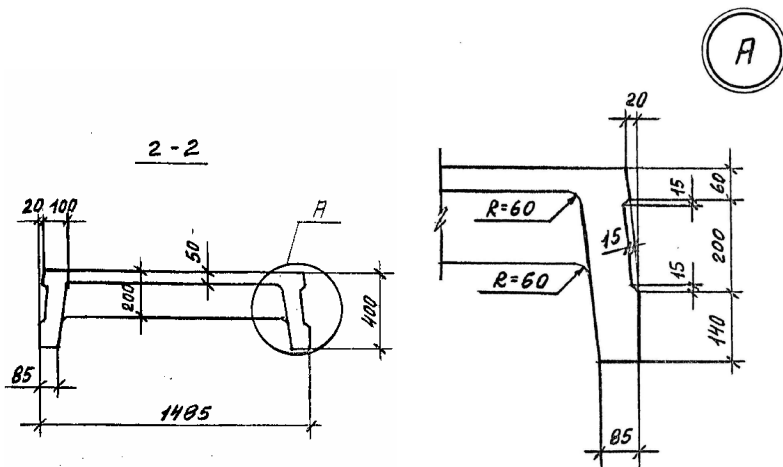


Рис. 2.2. Поперечное сечение панели

## 2.1. Расчетный пролет и нагрузки

Подсчет нагрузок на  $1 \text{ м}^2$  перекрытия приведен в табл. 1.

Таблица 1

Нормативные и расчетные нагрузки на  $1 \text{ м}^2$  перекрытия

№ п/п	Вид нагрузки	Нормативные нагрузки, $\text{кН/м}^2$	Коэффициент надёжности по нагрузке	Расчетные нагрузки, $\text{кН/м}^2$
1.	Постоянные Собственный вес плиты с заливкой швов	2,5	1,1	2,75
2.	Конструкция пола: керамическая плитка на цементно-песчаном растворе $\delta = 20 \text{ мм}$ $18 \times 0,02 \times 1 = 0,36$	0,36	1,3	0,468
	армированная цементно-песчаная стяжка $\delta = 35 \text{ мм}$ $20 \times 0,035 \times 1 = 0,70$	0,70	1,3	0,91
	песчаная засыпка $\delta = 70 \text{ мм}$ $17 \times 0,07 \times 1 = 1,19$	1,19	1,3	1,547
	Итого постоянная	4,75		5,675

№ п/п	Вид нагрузки	Нормативные нагрузки, кН/м <sup>2</sup>	Коэффициент надёжности по нагрузке	Расчетные нагрузки, кН/м <sup>2</sup>
3.	Временная	15	1,2	18
	в том числе кратковременная	3	1,2	3,6
4.	Полная	19,75		23,675
	в том числе постоянная и временная длительная нагрузки	16,75		20,075

Расчетная нагрузка на 1 п. м плиты при ее номинальной ширине 1,5 м с учетом коэффициента надежности по ответственности здания  $\gamma_n = 1$ :

- полная расчетная  $q = 23,675 \cdot 1,50 \cdot 1 = 35,51$  кН/м;
- полная нормативная  $q_n = 19,75 \cdot 1,5 \cdot 1 = 29,62$  кН/м;
- постоянная и временная длительная нормативные нагрузки

$$q_i = 16,75 \cdot 1,50 \cdot 1 = 25,13 \text{ кН/м.}$$

Расчетный пролет плиты при ее конструктивной длине 5,98 м и ширине ригеля 300 мм

$$\ell_0 = \ell_2 - \frac{b_{\text{риг}}}{2} - f = 6,0 - \frac{0,3}{2} - 0,01 = 5,84 \text{ м,}$$

где  $f$  – зазор между осью ригеля и плитой.

Плита рассчитывается как однопролетная шарнирно опертая балка, нагруженная равномерно распределенной нагрузкой.

## 2.2. Усилия от расчетных и нормативных нагрузок

Усилия от полной расчетной нагрузки:

- максимальный изгибающий момент в середине пролета

$$M = \frac{q \cdot \ell_0^2}{8} = \frac{35,51 \cdot 5,84^2}{8} = 151,36 \text{ кНм;}$$

- максимальная поперечная сила на опорах

$$Q = \frac{q \cdot \ell_0}{2} = \frac{35,51 \cdot 5,84}{2} = 103,68 \text{ кН.}$$

Усилия от нормативной нагрузки:

– полной

$$M_n = \frac{q_n \cdot \ell_0^2}{8} = \frac{29,65 \cdot 5,84^2}{8} = 126,28 \text{ кНм};$$

– постоянной и длительной временной

$$M_l = \frac{q_l \cdot \ell_0^2}{8} = \frac{25,13 \cdot 5,84^2}{8} = 107,05 \text{ кНм.}$$

### 2.3. Расчетное сечение панели

Конструктивные параметры поперечного сечения ребристой плиты:

- высота сечения – 400 мм;
- конструктивная ширина – 1485 мм;
- ширина продольных ребер понизу – 85 мм, поверху – 100 мм;
- ширина верхней полки

$$b'_f = 1485 - 2 \cdot 20 = 1445 \text{ мм};$$

- толщина полки – 50 мм.

В расчетах по предельным состояниям первой группы сечение панели приводится к тавровому с шириной ребра, равной (рис. 2.3):

$$b = \frac{100 + 85}{2} \cdot 2 = 185 \text{ мм.}$$

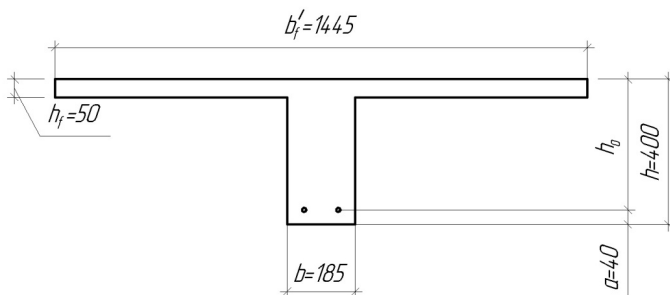


Рис. 2.3. Расчетное сечение ребристой панели

Отношение  $h'_f/h = 50/400 = 0,125 > 0,1$ , в расчет вводится вся ширина полки  $b'_f = 1445$  мм.

Рабочая высота сечения

$$h_0 = h - a_p = 400 - 40 = 360 \text{ мм.}$$

## 2.4. Характеристики прочности бетона и арматуры

Ребристая предварительно напряженная плита армирована стержневой арматурой класса А800 с механическим натяжением на борта формы. Нормативное сопротивление арматуры  $R_{sn} = 800$  МПа, расчетное сопротивление  $-R_s = 695$  МПа; модуль упругости  $E_s = 200000$  МПа. Поперечная арматура класса А240 с расчетным сопротивлением  $R_{sw} = 170$  МПа (табл. П5, П6, П7, П8 приложения). Полка армируется сварными сетками из арматуры класса В500 с расчетным сопротивлением  $R_s = 415$  МПа. Изделие подвергают тепловой обработке при атмосферном давлении.

Величина предварительного напряжения арматуры принята равной  $\sigma_{sp} = 0,7R_{sn} = 0,7 \cdot 800 = 560$  МПа.

Бетон тяжелый класса В25, соответствующий классу напрягаемой арматуры. Расчетные сопротивления бетона для расчета по первой группе предельных состояний:  $R_b = 14,5$  МПа;  $R_{bt} = 1,05$  МПа. Расчетные сопротивления бетона для расчета по второй группе предельных состояний:  $R_{b,ser} = 18,5$  МПа;  $R_{bt,ser} = 1,55$  МПа. Начальный модуль упругости бетона  $E_b = 30000$  МПа (табл. П1, П2, П3 приложения).

## 2.5. Расчет панели по первой группе предельных состояний

### *Расчет прочности панели по сечению, нормальному к продольной оси*

Расчетный изгибающий момент  $M = 142,37$  кНм. Сечение тавровое с полкой в сжатой зоне. Предполагаем, что нейтральная ось проходит в полке, и сечение рассчитываем как прямоугольное с шириной, равной ширине полки.

Вычисляем коэффициент  $\alpha_m$ :

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b_f \cdot h_0^2} = \frac{151,36 \cdot 10^6}{14,5 \cdot 1445 \cdot 360^2} = 0,0557.$$

Относительная высота сжатой зоны бетона:

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,0557} = 0,0573.$$

Высота сжатой зоны бетона:

$$x = \xi \cdot h_0 = 0,0573 \cdot 360 = 20,64 \text{ мм.}$$

Так как  $x < h'_f$ , то нейтральная ось проходит в полке.

Граничная высота сжатой зоны бетона (табл. П10 приложения):

$$\xi_R = \frac{0,8}{1 + \frac{R_s + 400 - \sigma_{sp}}{700}} = \frac{0,8}{1 + \frac{695 + 400 - 560}{700}} = 0,42.$$

Так как  $\xi < \xi_R$ , установка арматуры в сжатой зоне не требуется.

Площадь продольной рабочей арматуры равна

$$A_S = \frac{R_b \cdot b'_f \cdot x}{\gamma_{s3} \cdot R_s} = \frac{14,5 \cdot 1445 \cdot 20,64}{1,1 \cdot 695} = 565,77 \text{ мм}^2,$$

где  $\gamma_s = 1,1$ , так как

$$\frac{\sigma_{sp}}{R_s} = \frac{560}{695} = 0,81 > 0,6.$$

Принимаем арматуру  $2\varnothing 20$  мм с  $A_s = 628 \text{ мм}^2$  (табл. П15 приложения).

### ***Расчет армирования полки ребристой плиты***

Плита проектируется с поперечными ребрами при отношении пролетов полки (рис. 2.1, 2.2)  $l_2/l_1 = 1250/1245 = 1,004 < 2$ , следовательно, полка рассчитывается как плита, защемленная по контуру.

Нагрузка на  $1 \text{ м}^2$  полки плиты:

$$(g + v) \cdot \gamma_n = (4,3 + 18) \cdot 1 = 22,3 \text{ кН/м,}$$

где  $g = g_{\text{пола}} + g_{\text{полки}} = (2,925 + 25 \cdot 0,05 \cdot 1,1) = 4,3$  – постоянная нагрузка.

Принимая  $l_1 = l_2 = 1,25$  м и  $M_l/M_{sup} = 1$ , уравнение моментов в защемленной плите примет вид:

$$M = \frac{q\ell^3}{48} = \frac{22,3 \cdot 1,25^3}{48} = 0,907 \text{ кНм.}$$

Полка в продольном направлении армируется стандартной сварной сеткой с рабочей арматурой класса В500 в двух направлениях. Опорный изгибающий момент по продольному ребру воспри-

нимается сеткой с поперечной рабочей арматурой В500. Расчетное сопротивление арматуры  $R_s = 415$  МПа.

Сечение полки прямоугольное, рабочая высота сечения

$$h_0 = h - a = 50 - 15 = 35 \text{ мм};$$

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{0,907 \cdot 10^6}{14,5 \cdot 1250 \cdot 35^2} = 0,0409;$$

$$\alpha_R = \xi_R (1 - 0,5 \xi_R) = 0,504 (1 - 0,5 \cdot 0,504) = 0,377;$$

$$\xi_R = \frac{0,8}{1 + \frac{R_s}{700}} = \frac{0,8}{1 + \frac{415}{700}} = 0,504,$$

$\alpha_m < \alpha_R$  — установка арматуры в сжатой зоне не требуется.

Площадь рабочей арматуры

$$\begin{aligned} A_S &= \frac{R_B \cdot b \cdot h_0 (1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m})}{R_s} = \\ &= \frac{14,5 \cdot 1250 \cdot 35 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,0409})}{415} = 63,8 \text{ мм}^2. \end{aligned}$$

Принимаем сетки с шагом 200 мм  $\varnothing 4$  мм с  $A_s = 88 \text{ мм}^2$  (поз. 5, 6 рис. 2.6).

### ***Геометрические характеристики приведенного сечения***

Коэффициент приведения

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{200000}{30000} = 6,67.$$

Площадь бетонного сечения. Для этого сечение разбиваем на два участка — ребро и свесы (рис. 2.4).

$$A = b \cdot h + (b'_f - b)h'_f = 185 \cdot 400 + (1445 - 185) \cdot 50 = 137000 \text{ мм}^2.$$

Площадь приведенного сечения

$$A_{red} = A + \alpha A_{sp} = 137000 + 6,67 \cdot 628 = 141182,5 \text{ мм}^2.$$

Статический момент площади приведенного сечения относительно нижней грани:

$$\begin{aligned} S_{red} &= \Sigma(A_i \cdot y_i) = 185 \cdot 400 \cdot 200 + (1445 - 185) \cdot 50 \cdot 375 + \\ &+ 6,67 \cdot 628 \cdot 40 = 38592299,2 \text{ мм}^3, \end{aligned}$$

где  $A_i$  — площадь  $i$ -го участка сечения;  $y_i$  — расстояние от нижней грани до центра тяжести  $i$ -го участка сечения.

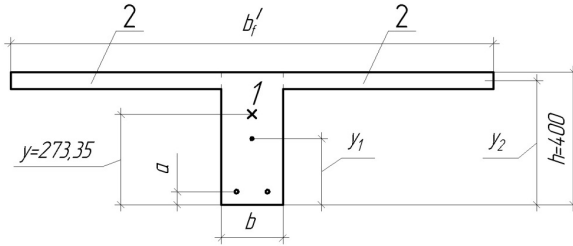


Рис. 2.4. Схема для определения геометрических характеристик приведенного сечения

Расстояние от нижней грани до центра тяжести приведенного сечения

$$y = \frac{S_{red}}{A_{red}} = \frac{38592299,2}{141182,5} = 273,35 \text{ мм.}$$

Момент инерции приведенного сечения

$$I_{red} = \sum [I_i + A_i(y - y_i)^2] = \frac{185 \cdot 400^3}{12} + 185 \cdot 400 \cdot (273,35 - 200)^2 + \frac{50^3(1445 - 185)}{12} + (1445 - 185) \cdot 50 \cdot (273,35 - 375)^2 + 6,67 \cdot 628 \cdot (273,35 - 40)^2 = 2276976941 \text{ мм}^4,$$

где  $I_i$  – собственный момент инерции  $i$ -го участка сечения.

### ***Потери предварительного напряжения в арматуре***

Первые потери предварительного напряжения:

– потери от релаксации напряжений в арматуре при электротермическом способе натяжения  $\Delta\sigma_{sp1} = 0,03\sigma_{sp} = 0,03 \cdot 560 = 16,8$  МПа.

Для арматуры класса А540 –  $\Delta\sigma_{sp1} = 0,0$ ;

– потери от температурного перепада между натянутой арматурой и упорами  $\Delta\sigma_{sp2} = 0$ .

Потери от деформации формы  $\Delta\sigma_{sp3}$  и анкеров  $\Delta\sigma_{sp4}$  при электротермическом натяжении арматуры равны нулю.

Усилие обжатия с учетом первых потерь:

$$P_{(1)} = A_{sp} \cdot (\sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp(1)}) = 628 \cdot (560 - 16,8) = 310232 \text{ Н} = 341,13 \text{ кН.}$$

В связи с отсутствием напрягаемой арматуры в сжатой зоне бетона ( $A'_{sp} = 0$ ) эксцентриситет усилия предварительного обжатия будет равен

$$e_{0p(1)} = y_{sp} = y - a_p = 273,35 - 40 = 233,35 \text{ мм.}$$

Максимальное сжимающее напряжение бетона  $\sigma_{bp}$  при обжатии с учетом первых потерь от силы  $P_{(1)}$

$$\sigma_{bp} = \frac{P_{(1)}}{A_{red}} + \frac{P_{(1)} \cdot e_{0p1} \cdot y}{I_{red}} = \frac{341130}{141182,5} + \frac{341130 \cdot 233,35 \cdot 273,35}{2276976941} = 11,97 \text{ МПа.}$$

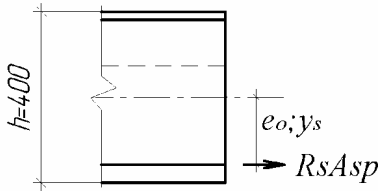


Рис. 2.5. Схема для определения эксцентриситета

Условие  $\sigma_{bp} \leq 0,9R_{bp} = 0,9 \cdot 17,5 = 15,75 \text{ МПа}$  выполняется, где  $R_{bp} = 0,7B = 0,7 \cdot 25 = 17,5 \text{ МПа}$  – отпускная прочность бетона.

Вторые потери предварительного напряжения:

– потери от усадки бетона

$$\Delta\sigma_{sp5} = \varepsilon_{b,sh} \cdot E_s = 0,0002 \cdot 200000 = 40 \text{ МПа;}$$

– потери от ползучести бетона

$$\begin{aligned} \Delta\sigma_{sp6} &= \frac{0,8\varphi_{b,cr} \cdot \alpha \cdot \sigma_{ep}}{1 + \alpha \cdot \mu_{sp} \left( 1 + \frac{e_{op1} \cdot y_s \cdot A_{red}}{I_{red}} \right) (1 + 0,8\varphi_{b,cr})} = \\ &= \frac{0,8 \cdot 2,5 \cdot 6,67 \cdot 8,9}{1 + 6,67 \cdot 0,0046 \cdot \left( 1 + \frac{233,35 \cdot 233,35 \cdot 141182,5}{2276976941} \right) (1 + 0,8 \cdot 2,5)} = 85,16 \text{ МПа,} \end{aligned}$$

где  $\mu$  – коэффициент армирования;

$$\mu = \frac{A_{sp}}{A} = \frac{628}{137000} = 0,0046;$$

$\varphi_{b,cr}$  – коэффициент ползучести бетона (табл. П4 приложения);  
 $\alpha = E_s/E_b$  – коэффициент приведения;  $\sigma_{bp}$  – напряжение в бетоне на уровне напрягаемой арматуры с учетом собственного веса плиты



$$\sigma_{bp} = \frac{P_{(1)}}{A_{red}} + \frac{P_{(1)} \cdot e_{0,p1} \cdot y_{sp}}{I_{red}} - \frac{M_g \cdot y_s}{I_{red}} = \frac{341130}{141182,5} + \frac{341130 \cdot 233,35 \cdot 233,35}{2276976941} - \frac{16,34 \cdot 10^6 \cdot 233,35}{2276976941} = 8,9 \text{ МПа},$$

здесь  $M_g$  – момент от собственного веса плиты, установленной на деревянных прокладках.

$$M_g = \frac{q_w \ell^2}{8} = \frac{4,08 \cdot 5,66^2}{8} = 16,34 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

где  $q_w = 2,5 \cdot 1,485 \cdot 1,1 = 4,08 \text{ кН/м}$  – погонная нагрузка от собственного веса плиты;  $\ell$  – расстояние между деревянными опорными прокладками.

Сумма вторых потерь

$$\Delta\sigma_{sp(2)} = \Delta\sigma_{sp5} + \Delta\sigma_{sp6} = 40 + 85,16 = 125,16 \text{ МПа}.$$

Сумма первых и вторых потерь

$$\Delta\sigma_{sp1(1)} + \Delta\sigma_{sp2(2)} = 16,8 + 125,16 = 141,96 \text{ МПа}.$$

Предварительные напряжения с учетом всех потерь:

$$\Delta\sigma_{sp2} = \sigma_{sp} - (\Delta\sigma_{sp1(1)} + \Delta\sigma_{sp2(2)}) = 560 - 141,96 = 418,04 \text{ МПа}.$$

Усилие предварительного обжатия бетона с учетом всех потерь:

$$P = \sigma_{sp2} \cdot A_{sp} = 418,04 \cdot 628 = 262529 \text{ Н} = 262,53 \text{ кН}.$$

***Расчет прочности ребристой плиты по сечению, наклонному к продольной оси. Расчет по бетонной полосе между трещинами***

Прочность бетонной полосы между наклонными трещинами из условия

$$Q \leq 0,3R_b \cdot b \cdot h_0 = 0,3 \cdot 14,5 \cdot 185 \cdot 360 = 289710 \text{ Н} = 289,71 \text{ кН} > Q = 90,84 \text{ кН},$$

где  $Q = Q_{\max} - qh_0 = 103,68 - 35,51 \cdot 0,36 = 90,84 \text{ кН}$  – поперечная сила в нормальном сечении, принимаем на расстоянии от опоры не менее  $h_0$ .

Прочность бетонной полосы обеспечена.

### Расчет прочности по наклонным сечениям

В продольных ребрах устанавливаем каркасы с поперечной арматурой на всю длину ребра. Принимаем диаметр поперечных стержней 6 мм А240 с общей площадью поперечного сечения  $A_{sw} = 57 \text{ мм}^2$  (табл. П15 приложения). Максимальный шаг поперечной арматуры по конструктивным требованиям  $s_w \leq h_0/2 = 360/2 = 180 \text{ мм}$ . Принимаем шаг  $s_w = 150 \text{ мм}$ .

Прочность по наклонным сечениям проверяем из условия

$$Q \leq Q_b + Q_{sw},$$

где  $Q$  – поперечная сила в конце наклонного сечения;  $Q_b$  – поперечная сила, воспринимаемая бетоном в наклонном сечении;  $Q_{sw}$  – поперечная сила, воспринимаемая поперечной арматурой в наклонном сечении.

Усилие в хомутах на единицу длины элемента:

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{S_w} = \frac{170 \cdot 57}{150} = 64,6 \text{ Н/мм (кН/м)}.$$

Определяем коэффициент  $\varphi_n$ , учитывающий влияние усилия предварительного обжатия на несущую способность наклонного сечения:

$$\varphi_n = 1 + 1,6 \frac{P}{R_b A_1} - 1,16 \left( \frac{P}{R_b A_1} \right)^2 = 1 + 1,6 \frac{262529}{14,5 \cdot 74000} - 1,16 \left( \frac{262529}{14,5 \cdot 74000} \right)^2 = 1,32.$$

$$A_1 = bh = 185 \cdot 400 = 74000 \text{ мм}^2.$$

Хомуты учитываются в расчете, если соблюдается условие

$$q_{sw} \geq 0,25 \varphi_n R_{bt} \cdot b = 0,25 \cdot 1,32 \cdot 1,05 \cdot 185 = 64,59 \text{ Н/мм} < 64,6 \text{ Н/мм}.$$

Условие выполняется.

Поперечная сила, воспринимаемая бетоном наклонного сечения:

$$Q_b = \frac{M_b}{c},$$

где  $M_b = 1,5 \varphi_n R_{bt} b h_0^2 = 1,5 \cdot 1,32 \cdot 1,05 \cdot 185 \cdot 360^2 = 50223726 \text{ Н} \cdot \text{мм}$ ,

$$c = \sqrt{\frac{M_b}{q_1}} = \sqrt{\frac{50223726}{22,01}} = 1510 \text{ мм}.$$

Если нагрузка включает эквивалентную временную нагрузку, то ее расчётное значение равно

$$q_1 = q - 0,5q_v = 35,51 - 0,5 \cdot 27,0 = 22,01 \text{ кН/м},$$

где  $q_v = vb_n \gamma_n = 18 \cdot 1,5 \cdot 1 = 27,0 \text{ кН/м}$ .

Проверяем условие

$$c > \frac{2h_0}{1 - 0,5 \frac{q_{sw}}{\varphi_n R_{bt} b}} = \frac{2 \cdot 360}{1 - 0,5 \frac{64,6}{1,32 \cdot 1,05 \cdot 185}} = 823 \text{ мм},$$

условие выполняется,  $c$  не пересчитывается. Если условие не выполняется, то  $c$  определяется по формуле

$$c = \sqrt{\frac{M_b}{0,75q_{sw} + q_1}}.$$

По конструктивным требованиям  $c \leq 3h_0 = 3 \cdot 360 = 1080 \text{ мм}$ .

$$Q_b = \frac{M_b}{c} = \frac{50223726}{1080} = 46503,5 \text{ Н} = 46,5 \text{ кН},$$

при этом  $Q_b$  не более

$$2,5R_{bt}bh_0 = 2,5 \cdot 1,05 \cdot 185 \cdot 360 = 174825 \text{ Н} = 174,825 \text{ кН}$$

и не менее

$$\begin{aligned} Q_{b,\min} &= 0,5\varphi_n R_{bt}bh_0 = 0,5 \cdot 1,32 \cdot 1,05 \cdot 185 \cdot 360 = \\ &= 46153,8 \text{ Н} = 46,15 \text{ кН}. \end{aligned}$$

Условия выполняются. Определяем усилие:

$$Q_{sw} = 0,75q_{sw}c_0 = 0,75 \cdot 64,6 \cdot 720 = 34884 \text{ Н} = 34,9 \text{ кН},$$

где  $c_0 = 2h_0 = 2 \cdot 360 = 720 \text{ мм}$  – длина проекции наклонного сечения.

Поперечная сила в конце наклонного сечения

$$Q = Q_{\max} - q_1c = 103,68 - 22,01 \cdot 1,080 = 79,91 \text{ кН}.$$

Условие  $Q \leq Q_b + Q_{sw}$ ;  $79,9 < 46,5 + 34,9 = 81,4 \text{ кН}$ . Условие выполняется, прочность наклонного сечения обеспечена.

Максимально допустимый шаг хомутов, учитываемых в расчете:

$$s_{w,\max} = \frac{\varphi_n R_{bt}bh_0^2}{Q_{\max}} = \frac{1,32 \cdot 1,05 \cdot 185 \cdot 360^2}{103680} = 323 \text{ мм}.$$

Принятый шаг хомутов удовлетворяет требованиям максимально допустимого шага. Принятый шаг хомутов  $s_{w1}$  устанавливается на приопорном участке ребра длиной  $l_1$  в зоне максимального значения перерезывающей силы, с уменьшением перерезывающей силы шаг хомутов может быть увеличен до  $s_{w2} = 0,75h_0 = 0,75 \cdot 360 = 270 \text{ мм}$ .

Принимаем шаг  $s_{w2} = 250$  мм, при этом усилие в хомутах на единицу длины элемента будет равно

$$q_{sw2} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{S_w} = \frac{170 \cdot 57}{250} = 38,76 \text{ Н/мм (кН/м)}.$$

Длина участка с интенсивностью хомутов  $q_{sw1}$  принимается в зависимости от  $\Delta q_{sw} = 0,75(q_{sw1} - q_{sw2}) = 0,75(64,6 - 38,76) = 19,38$  Н/мм (кН/м) следующим образом:

– если  $\Delta q_{sw} < q_1$ ,  $19,38 < 22,01$  Н/мм

$$l_1 = c - \frac{M_b / c + 0,75q_{sw1}c_0 - Q_{\max} + q_1c}{\Delta q_{sw}} =$$

$$= 1080 - \frac{50223726/1080 + 0,75 \cdot 64,6 \cdot 720 - 103680 + 22,01 \cdot 1080}{19,38} = 1004 \text{ мм};$$

$$c = \sqrt{\frac{M_b}{q_1 - \Delta q_{sw}}} = \sqrt{\frac{50223726}{20,91 - 19,38}} = 5729,4 \text{ мм},$$

но не более  $3h_0 = 3 \cdot 360 = 1080$  мм, принимаем  $c = 1080$  мм.

При этом, если

$$\sqrt{\frac{M_b}{q_1 - \Delta q_{sw}}} < \frac{2h_0}{1 - 0,5 \frac{q_{sw}}{\phi_n R_{bt} b}}, \quad c = \sqrt{\frac{M_b}{q_1 + 0,75q_{sw2}}};$$

– если  $\Delta q_{sw} \geq q_1$ ,

$$l_1 = \frac{Q_{\max} - (Q_{b,\min} + 1,5q_{sw2}h_0)}{q_1} - 2h_0.$$

## 2.6. Расчет ребристой панели по второй группе предельных состояний

### *Расчет по образованию трещин, нормальных к продольной оси*

Расчет по образованию трещин выполняют на расчетные усилия при значении коэффициента надежности по нагрузке  $\gamma_f = 1$ ;  $M = 119,97$  кНм. Расчет по раскрытию трещин не производят, если соблюдается условие

$$M \leq M_{cr},$$

где  $M$  – изгибающий момент от внешней нагрузки;  $M_{crc}$  – изгибающий момент, воспринимаемый нормальным сечением элемента при образовании трещин.

Момент образования трещин предварительно напряженных изгибаемых элементов в стадии эксплуатации вычисляют по формуле

$$M_{crc} = \gamma W_{red} R_{bt,ser} + P(e_{0p} + r).$$

$$M_{crc} = 1,3 \cdot 8146980 \cdot 1,55 + 262529 \cdot (233,35 + 57,7) =$$

$$= 92825230 = 92,82 \text{ кНм},$$

где  $W_{red}$  – момент сопротивления приведенного сечения для крайнего растянутого волокна, определяемый по формуле

$$W_{red} = \frac{I_{red}}{y} = \frac{2276976941}{273,35} = 8146980 \text{ см}^3;$$

$r$  – расстояние от центра тяжести приведенного сечения до верхней ядерной точки, определяется по формуле

$$r = \frac{W_{red}}{A_{red}} = \frac{8146980}{141182,5} = 57,7 \text{ мм};$$

$\gamma = 1,3$  – коэффициент, учитывающий неупругие деформации бетона (табл. П11 приложения).

Так как  $M = 126,26 > M_{crc} = 92,82 \text{ кНм}$  – трещины в растянутой зоне образуются. Следовательно, необходим расчет по раскрытию трещин.

### ***Расчет по раскрытию трещин, нормальных к продольной оси***

Расчет по раскрытию трещин производят из условия

$$a_{crc} \leq a_{crc,ult}, \quad (2.1)$$

где  $a_{crc}$  – ширина раскрытия трещин от действия внешней нагрузки;  $a_{crc,ult}$  – предельно допустимая ширина раскрытия трещин.

Для элементов, к которым не предъявляются требования непроницаемости, значения  $a_{crc,ult}$  принимают равными:

- при арматуре классов А240...А600, В500:  
0,3 мм – при продолжительном раскрытии трещин;  
0,4 мм – при непродолжительном раскрытии трещин;
- при арматуре классов А800, А1000, а также Вр1200...Вр1400, К1400, К1500 (К-19) и К1500 (К-7) диаметром 12 мм:

- 0,2 мм – при продолжительном раскрытии трещин;
- 0,3 мм – при непродолжительном раскрытии трещин;
  - при арматуре классов Вр1500 и К1500 (К-7) диаметром 6 и 9 мм;
- 0,1 мм – при продолжительном раскрытии трещин;
- 0,2 мм – при непродолжительном раскрытии трещин.

Ширину раскрытия трещин принимают равной:

- при продолжительном раскрытии

$$a_{crc} = a_{crc1}; \quad (2.2)$$

- при непродолжительном раскрытии

$$a_{crc} = a_{crc1} + a_{crc2} - a_{crc3}, \quad (2.3)$$

где  $a_{crc1}$  – ширина раскрытия трещин, определяемая при  $\varphi_1 = 1,4$  и при действии постоянных и длительных нагрузок (т. е. при  $M = M_l$ );  $a_{crc2}$  – то же, при  $\varphi_1 = 1,0$  и действии всех нагрузок (т. е. при  $M = M_{tot}$ );  $a_{crc3}$  – то же, при  $\varphi_1 = 1,0$  и действии постоянных и длительных нагрузок (т. е. при  $M = M_l$ ).

Ширину непродолжительного раскрытия трещин можно также определять по формуле

$$a_{crc} = a_{crc2}(1 + 0,4A), \quad (2.4)$$

где

$$A = \frac{\sigma_{sl} - 0,8\sigma_{s,crc}}{\sigma_s - 0,8\sigma_{s,crc}}, \quad (2.5)$$

а значения  $\sigma_s$ ,  $\sigma_{sl}$ ,  $\sigma_{s,crc}$  находятся при действии моментов соответственно  $M_{tot}$ ,  $M_l$  и  $M_{crc}$ .

При этом, если выполняется условие  $A > t$ , можно проверять только продолжительное раскрытие трещин, а если условие не выполняется – только непродолжительное раскрытие.

Здесь  $t = 0,68$  – при допустимой ширине продолжительного и непродолжительного раскрытия трещин, равных соответственно 0,3 и 0,4 мм;  $t = 0,59$  – при этих величинах, равных 0,2 и 0,3 мм;  $t = 0,42$  – при этих величинах, равных 0,1 и 0,2 мм.

Ширину раскрытия нормальных трещин высчитывают по формуле

$$a_{crc} = \varphi_1 \varphi_2 \Psi_s \frac{\sigma_s}{E_s} l_s. \quad (2.6)$$

**Пример расчета.** Определим приращение напряжения напрягаемой арматуры от действия постоянных и временных длительных нагрузок  $\sigma_s = \sigma_{sp}$ , т. е. принимая  $M = M_l = 101,76$  кН·м.

Поскольку напрягаемая арматура в верхней зоне плиты отсутствует,  $e_{sp} = 0,0$ ,  $M_s = M_l = 107,05$  кН·м и тогда

$$e_s = \frac{M_s}{P} = \frac{107,05}{262,53} = 0,408 \text{ м} = 408 \text{ мм.}$$

Рабочая высота сечения равна

$$h_0 = 360 \text{ мм}, \quad \frac{e_s}{h_0} = \frac{408}{360} = 1,13.$$

Принимая  $A'_{sp} = A_{sp} = 0,0$ , имеем

$$\varphi_f = \frac{(b'_f - b)h'_f}{bh_0} = \frac{(1445 - 185)50}{185 \cdot 360} = 0,95.$$

Коэффициент приведения равен

$$a_{s1} = 300/R_{b,ser} = 300/14,5 = 20,7,$$

тогда

$$\mu a_{s1} = \frac{a_{s1}A_{sp}}{bh_0} = \frac{20,7 \cdot 628}{185 \cdot 360} = 0,195.$$

При  $e_s/h_0 = 1,13$ ,  $\varphi_f = 0,95$  и  $\mu a_{s1} = 0,195$  из табл. П12 приложения находим  $\zeta = 0,84$ , тогда плечо внутренней пары сил

$$z = \zeta \cdot h_0 = 0,84 \cdot 360 = 302,4 \text{ мм.}$$

$$\sigma_{sl} = \frac{M_s/z - P}{A_{sp}} = \frac{107,05 \cdot 10^6 / 302,4 - 262529}{628} = 145,66 \text{ МПа.}$$

Аналогично определим значение  $\sigma_{s,crc}$  при действии момента  $M_s = M_{crc} = 92,82$  кН·м:

$$\frac{e_s}{h_0} = \frac{92,82}{262,53 \cdot 0,36} = 0,98.$$

При  $e_s/h_0 = 0,98$ ,  $\varphi_f = 0,95$  и  $\mu a_{s1} = 0,195$  из прил. 12 находим  $\zeta = 0,85$ , тогда плечо внутренней пары сил

$$z = \zeta \cdot h_0 = 0,85 \cdot 360 = 306 \text{ мм.}$$

$$\sigma_{crc} = \frac{M_s/z - P}{A_{sp}} = \frac{92,82 \cdot 10^6 / 306 - 262529}{628} = 64,97 \text{ МПа.}$$

Аналогично определим значение  $\sigma_s$  при действии момента  $M = M_{tot} = 126,26$  кН·м. Поскольку согласно табл. П12 приложения в данном случае при значении  $e_s/h_0 > 1$  коэффициент  $\zeta$  не зависит от  $e_s/h_0$ , принимаем вычисленное выше значение  $z = 302,4$  мм. При моменте от всех нагрузок  $M_s = M_{tot} = 126,26$  кН·м значение  $\sigma_s$  равно

$$\sigma_s = \frac{M_s/z - P}{A_{sp}} = \frac{126,26 \cdot 10^6 / 302,4 - 262529}{628} = 246,8 \text{ МПа.}$$

Проверим условие  $A > t$ , принимая  $t = 0,59$ ,

$$A = \frac{\sigma_{sl} - 0,8\sigma_{s,crc}}{\sigma_s - 0,8\sigma_{s,crc}} = \frac{145,66 - 0,8 \cdot 64,97}{246,8 - 0,8 \cdot 64,97} = 0,48 < t = 0,59,$$

следовательно, определяем ширину непродолжительного раскрытия трещин.

Находим коэффициент  $\psi_s$ , принимая  $\sigma_s = 246,8$  МПа:

$$\psi_s = 1 - 0,8 \frac{\sigma_{s,crc}}{\sigma_s} = 1 - 0,8 \frac{64,97}{246,8} = 0,79.$$

Рассчитываем расстояния между трещинами  $l_s$  по формуле

$$l_s = 0,5 \frac{A_{bt}}{A_{sp}} d_s,$$

где  $A_{bt}$  – площадь зоны растянутого бетона.

Высота зоны растянутого бетона, определенная как для упругого материала, при  $S_{red} = 38592299,2$  мм<sup>3</sup> равна

$$y_0 = \frac{S_{red}}{A_{red} + P/R_{bt,ser}} = \frac{38592299,2}{141182,5 + 262529/1,55} = 124,27 \text{ мм,}$$

а с учетом неупругих деформаций растянутого бетона

$$y_t = k \cdot y_0 = 0,95 \cdot 124,27 = 118,05 \text{ мм.}$$

Поскольку  $y_t > 2a = 2 \cdot 40 = 80$  мм, принимаем  $y_t = 118,05$  мм. Тогда площадь сечения растянутого бетона равна

$$A_{bt} = b y_t = 185 \cdot 118,05 = 21839,25 \text{ мм}^2,$$

и расстояние между трещинами равно

$$l_s = 0,5 \frac{A_{bt}}{A_{sp}} d_s = 0,5 \frac{21839,25}{628} 20 = 348 \text{ мм.}$$



Поскольку  $l_s < 400\text{мм}$  и  $l_s < 40d = 40 \cdot 20 = 800\text{ мм}$ , принимаем  $l_s = 348\text{ мм}$ .

Определяем ширину раскрытия  $a_{cre,2}$ , принимая  $\varphi_1 = 1,0$ ,  $\varphi_2 = 0,5$

$$a_{cre,2} = \varphi_1 \varphi_2 \psi_s \frac{\sigma_s}{E_s} l_s = 0,5 \cdot 0,79 \cdot \frac{246,8}{200000} \cdot 348 = 0,169\text{ мм}.$$

Определяем непродолжительное раскрытие трещин

$$a_{cre} = a_{cre,2}(1 + 0,4A) = 0,169(1 + 0,4 \cdot 0,4) = 0,196\text{ мм},$$

что меньше предельно допустимого значения  $0,3\text{ мм}$ .

### **Расчет прогиба плиты**

Расчет изгибаемых элементов по прогибам производят из условия

$$f \leq f_{ult}, \quad (2.7)$$

где  $f$  – прогиб элемента от действия внешней нагрузки;  $f_{ult}$  – значение предельно допустимого прогиба.

Прогиб плиты ограничивается эстетическими требованиями.

Для элементов постоянного сечения, работающих как свободно опертые или консольные балки, прогиб допускается определять, вычисляя кривизну только для наиболее напряженного сечения и принимая для остальных сечений кривизны, изменяющиеся пропорционально значениям изгибающего момента, т. е. по формуле

$$f = \left(\frac{1}{r}\right)_{\max} S^2, \quad (2.8)$$

где  $\left(\frac{1}{r}\right)_{\max}$  – полная кривизна в сечении с наибольшим изгибающим моментом;  $S$  – коэффициент, принимаемый по прил. 14.

Полную кривизну изгибаемых элементов определяют:

1) для участков без трещин в растянутой зоне по формуле

$$\frac{1}{r} = \left(\frac{1}{r}\right)_1 + \left(\frac{1}{r}\right)_2 - \left(\frac{1}{r}\right)_3, \quad (2.9)$$

где  $\left(\frac{1}{r}\right)_1$  и  $\left(\frac{1}{r}\right)_2$  – кривизны соответственно от непродолжительного действия кратковременных нагрузок и от продолжительного действия постоянных и длительных нагрузок;  $\left(\frac{1}{r}\right)_3$  – кривизна от

непродолжительного действия усилия предварительного обжатия  $P$  (т. е. при действии  $M = Pe_{op}$ ).

Кривизну элемента на участке без трещин определяют по формуле

$$\frac{1}{r} = \frac{M}{E_{b1} I_{red}}, \quad (2.10)$$

где  $M$  – изгибающий момент от внешней нагрузки или момент усилия предварительного обжатия относительно оси, проходящей через центр тяжести приведенного сечения;  $I_{red}$  – момент инерции приведенного сечения относительно его центра тяжести, определяемый как для сплошного тела по общим правилам сопротивления упругих материалов с учетом всей площади бетона и площадей сечения арматуры с коэффициентом приведения арматуры к бетону, равным  $a = E_s/E_{b1}$ ;  $E_{b1}$  – модуль деформации сжатого бетона, принимаемый равным:

– при непродолжительном действии нагрузки

$$E_{b1} = 0,85E_b; \quad (2.11)$$

– при продолжительном действии нагрузки

$$E_{b1} = \frac{E_b}{1 + \phi_{b,cr}}; \quad (2.12)$$

2) для участков с трещинами в растянутой зоне по формуле

$$\frac{1}{r} = \left(\frac{1}{r}\right)_1 - \left(\frac{1}{r}\right)_2 + \left(\frac{1}{r}\right)_3, \quad (2.13)$$

где  $\left(\frac{1}{r}\right)_1$  – кривизна от непродолжительного действия всех нагрузок, на которые производят расчет по деформациям;  $\left(\frac{1}{r}\right)_2$  – кривизна от непродолжительного действия постоянных и длительных нагрузок;  $\left(\frac{1}{r}\right)_3$  – кривизна от продолжительного действия постоянных и длительных нагрузок.

Кроме того, в формулах (2.9) и (2.13) может быть учтена кривизна на  $\left(\frac{1}{r}\right)_4$ , обусловленная остаточным выгибом элемента вследствие усадки и ползучести бетона в стадии изготовления от усилия пред-

варительного обжатия  $P_{(1)}$  и собственного веса элемента. Значение

$$\left(\frac{1}{r}\right)_4 \text{ рассчитывается по формуле} \quad \left(\frac{1}{r}\right)_4 = \frac{\sigma_{sb} - \sigma'_{sb}}{E_s h_0}, \quad (2.14)$$

где  $\sigma_{sb}$  и  $\sigma'_{sb}$  — значения, численно равные сумме потерь предварительного напряжения арматуры от усадки и ползучести бетона соответственно для арматуры растянутой зоны и для арматуры, условно расположенной на уровне крайнего сжатого волокна бетона.

Для сечений при  $h'_f \leq 0,3h_0$  и  $a'_s < 0,2h_0$  кривизну допускается вычислять по формуле

$$\frac{1}{r} = \frac{M}{\varphi_c b h_0^3 E_{b,red}}, \quad (2.15)$$

где  $\varphi_c$  — коэффициент, определяемый по табл. П13 приложения в зависимости от  $\varphi_f$ ,  $\mu\alpha_{s2}$ ,  $e_s/h_0$ .

**Пример расчета.** Определяем кривизну  $\frac{1}{r}$  в середине пролета от продолжительного действия постоянных и длительных нагрузок, т. е. при  $M = M_l = 107,05$  кН·м.

Для этих нагрузок имеем:  $\frac{e_s}{h_0} = 0,98$ ,  $\varphi_f = 0,95$ ,  $\psi_s = 0,79$ .

При продолжительном действии нагрузки и нормальной влажности  $E_{b,red} = \frac{R_{b,ser}}{e_{b1,red}} = \frac{18,5}{28 \cdot 10^{-4}} = 6607$  МПа.  $\varepsilon_{b1,red} = 28 \times 10^{-4}$  при влажности окружающей среды  $70 \geq W \geq 40$  %.

Тогда

$$a_{s2} = \frac{E_s}{\psi_s E_{b,red}} = \frac{200000}{0,79 \cdot 6607} = 38,32;$$

$$\mu\alpha_{s2} = \frac{A_{sp}}{b h_0} a_{s2} = \frac{628}{185 \cdot 360} 38,32 = 0,36.$$

По табл. П13 приложения при  $\varphi_f = 0,95$ ,  $e_s/h_0 = 0,98$  и  $\mu\alpha_{s2} = 0,36$  находим  $\varphi_c = 0,61$ . Тогда кривизна  $\frac{1}{r}$  равна

$$\frac{1}{r} = \left(\frac{1}{r}\right)_3 = \frac{M}{\varphi_c b h_0^3 E_{b,red}} = \frac{101,76 \cdot 10^6}{0,61 \cdot 185 \cdot 360^3 \cdot 6607} = 2,93 \cdot 10^{-6} \text{ 1/мм.}$$

Определим кривизну, обусловленную остаточным выгибом при  $\sigma_{sb} = 125,16$  МПа.

$$\left(\frac{1}{r}\right)_4 = \frac{\sigma_{sb}}{E_s h_0} = \frac{125,16}{2 \cdot 10^5 \cdot 360} = 1,74 \cdot 10^{-6} \text{ 1/мм,}$$

где  $\sigma_{sb}$  – численно равны сумме потерь напряжений от усадки и ползучести бетона,  $\sigma_{sb} = 40 + 85,16 = 125,16$  МПа.

Полная кривизна в середине пролета от постоянных и длительных нагрузок равна

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{\max} = \left(\frac{1}{r}\right)_3 - \left(\frac{1}{r}\right)_4 = (2,93 - 1,74) \cdot 10^{-6} = 1,19 \cdot 10^{-6} \text{ 1/мм.}$$

Прогиб плиты находим, принимая  $S = 5/48$ :

$$f = \left(\frac{1}{r}\right)_{\max} S l^2 = 1,19 \cdot 10^{-6} \cdot \frac{5}{48} \cdot 5840^2 = 4,22 \text{ мм.}$$

Согласно СП 20.13330.2011 «Нагрузки и воздействия» поз. 2 при  $l = 5,84$  м предельно допустимый из эстетических требований прогиб равен  $f_{ult} = 5840/200 = 29,2$  мм, что превышает вычисленное значение прогиба.

## **2.7. Конструкция типовой ребристой плиты перекрытия**

В разделе представлены чертежи ребристой плиты перекрытия размером  $1,5 \times 6,0$  м для опирания на нижние полки ригеля из серии 1.442.1–1.87 «Плиты перекрытий железобетонные ребристые высотой 400 мм, укладываемые на полки ригелей». Конструктивная ширина панели 1485 мм, длина – 5550 мм. На рис. 2.1 и 2.2 приведены геометрические размеры панели. Армирование панели изображено на рис. 2.6–2.9.

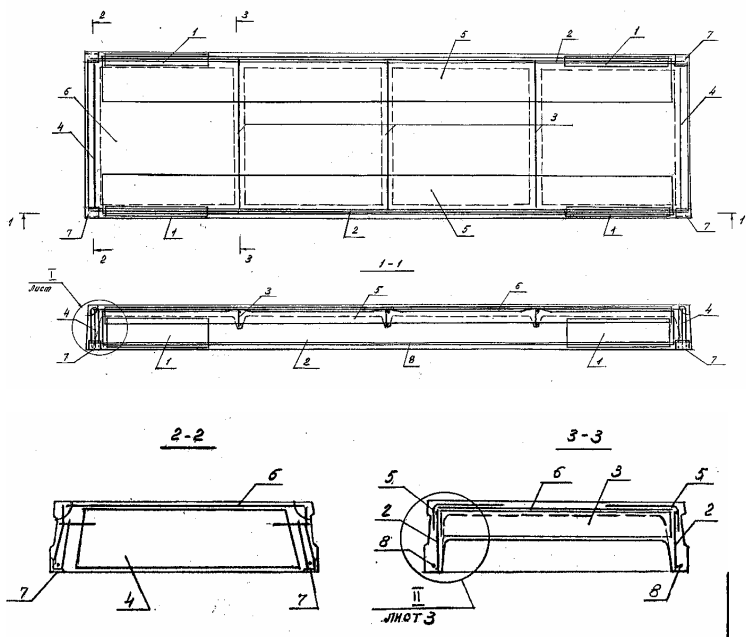


Рис. 2.6. Армирование панели: 1 – сетка усиления зоны передачи напряжений на концевых участках ребер; 2 – каркас с поперечной арматурой продольного ребра; 3 – плоский каркас поперечного ребра; 4 – плоский каркас торцевого ребра; 5 – сетка армирования полки, воспринимающая опорный отрицательный момент; 6 – сетка армирования полки, воспринимающая пролетный момент и опорный момент над поперечным ребром; 7 – опорная закладная деталь со строповочной петлей; 8 – продольная напрягаемая арматура

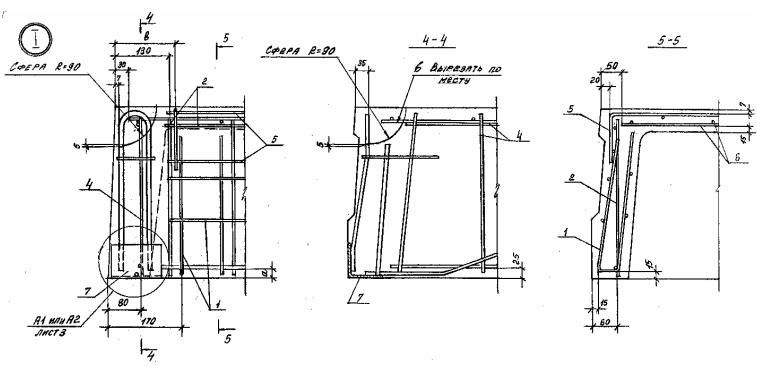


Рис. 2.7. Узел I, армирование (обозначение см. рис. 2.6)

ДЛЯ ПЛИТ С ОДНИМ СТЕРЖНЕМ  
В ПРОДОЛЬНОМ РЕБРЕ

А1

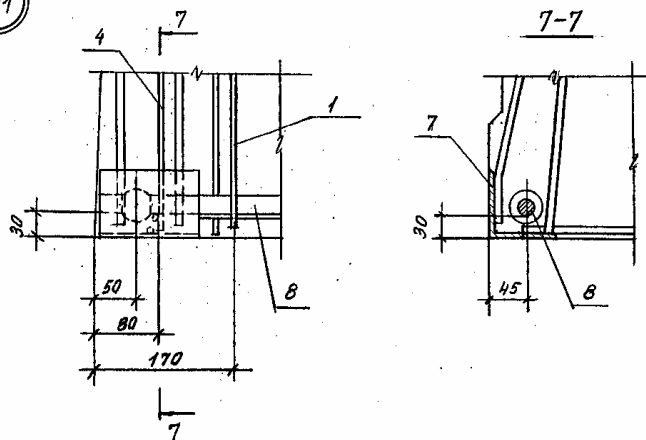


Рис. 2.8. Узел А1, армирование (обозначение см. рис. 2.6)

II

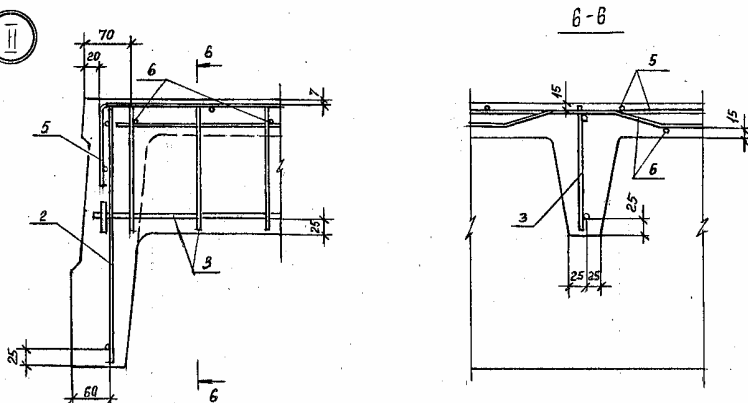


Рис. 2.9. Узел II, армирование (обозначение см. рис. 2.6)

### 3. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ПУСТОТНОЙ ПАНЕЛИ ПЕРЕКРЫТИЯ

#### 3.1. Конструкция типовой пустотной панели

Конструктивные параметры поперечного сечения пустотной плиты номинальной ширины 1,5 м приведены на рис. 3.1:

- высота сечения – 220 мм;
- конструктивная ширина – 1490 мм;
- рабочая высота сечения:  $h_0 = h - a_p = 220 - 30 = 190$  мм;
- ширина нижней полки:  $b_f = 1490$  мм;
- ширина верхней полки:  $b'_f = 1490 - 2 \cdot 15 = 1460$  мм.

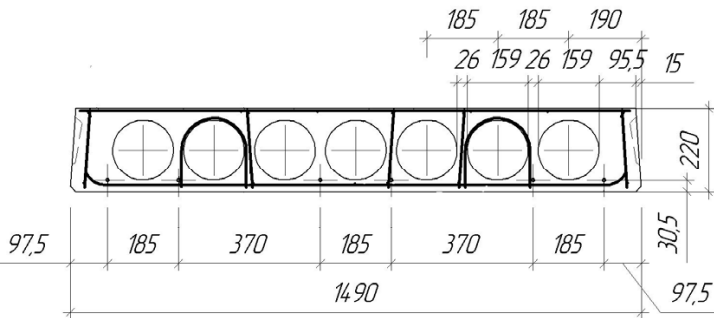


Рис. 3.1. Конструкция пустотной панели

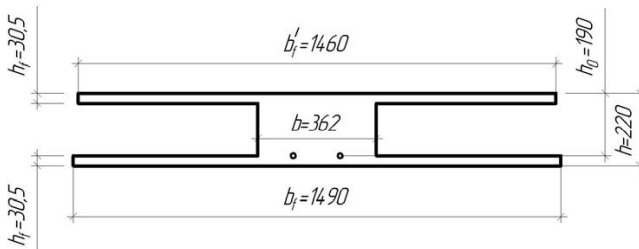


Рис. 3.2. Расчетное сечение пустотной панели

В расчетах по предельным состояниям первой группы сечение панели приводится к двутавровому с параметрами (рис. 3.2):

– толщина полок

$$h'_f = h_f = (h - d)/2 = (220 - 159)/2 = 30,5 \text{ мм};$$

– ширина ребра

$$b = \frac{b'_f + b_f}{2} - nd = \frac{1460 + 1490}{2} - 7 \cdot 159 = 362 \text{ мм.}$$

Отношение  $h'_f/h = 30,5/220 = 0,139 > 0,1$ , в расчет вводится вся ширина верхней полки  $b'_f = 1460 \text{ мм}$ .

### 3.2. Расчетный пролет, нагрузки и усилия в плите

Подсчет нагрузок на  $1 \text{ м}^2$  перекрытия приведен в табл. 2.

Таблица 2

Нормативные и расчетные нагрузки на  $1 \text{ м}^2$  перекрытия

№ п/п	Вид нагрузки	Нормативные нагрузки, кН/м <sup>2</sup>	Коэффициент надёжности по нагрузке	Расчетные нагрузки, кН/м <sup>2</sup>
1.	Постоянные			
	Собственный вес плиты с заливкой швов	3,3	1,1	3,63
	2. Конструкция пола: керамическая плитка на цементно-песчаном растворе $\delta = 20 \text{ мм}$ $18 \times 0,02 \times 1 = 0,36$ армированная цементно-песчаная стяжка $\delta = 35 \text{ мм}$ $20 \times 0,035 \times 1 = 0,70$ песчаная засыпка $\delta = 70 \text{ мм}$ $17 \times 0,07 \times 1 = 1,19$	0,36	1,3	0,468
		0,70	1,3	0,91
		1,19	1,3	1,547
Итого постоянная	5,55		6,555	
3.	Временная	8	1,2	9,6
	в том числе кратковременная	3	1,2	3,6
4.	Полная	13,55		16,455
	в том числе постоянная и временная длительная нагрузки	10,55		12,555



Расчетная нагрузка на 1 п. м плиты при ее номинальной ширине 1,5 м с учетом коэффициента надежности по ответственности здания  $\gamma_n = 1,0$ :

- полная расчетная  $q = 16,455 \cdot 1,50 \cdot 1,0 = 24,68$  кН/м;
- полная нормативная  $q_n = 13,55 \cdot 1,5 \cdot 1,0 = 20,33$  кН/м;
- постоянная и временная длительная нормативные нагрузки  
 $q_l = 10,55 \cdot 1,50 \cdot 1,0 = 15,82$  кН/м.

### **Усилия от расчетных и нормативных нагрузок**

Расчетный пролет плиты при ее конструктивной длине 5,98 м

$$\ell_0 = \ell_2 - \frac{b_{\text{риг}}}{2} - f = 6,0 - \frac{0,3}{2} - 0,01 = 5,84 \text{ м.}$$

Плита рассчитывается как однопролетная шарнирно-опертая балка, загруженная равномерно распределенной нагрузкой.

Усилия от полной расчетной нагрузки:

- максимальный изгибающий момент в середине пролета

$$M = \frac{q \cdot \ell_0^2}{8} = \frac{24,68 \cdot 5,84^2}{8} = 105,21 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

- максимальная поперечная сила на опорах

$$Q = \frac{q \cdot \ell_0}{2} = \frac{24,68 \cdot 5,84}{2} = 72,07 \text{ кН.}$$

Усилия от нормативной нагрузки:

- полной

$$M_n = \frac{q_n \cdot \ell_0^2}{8} = \frac{20,33 \cdot 5,84^2}{8} = 86,63 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

- постоянной и временной длительной

$$M_l = \frac{q_l \cdot \ell_0^2}{8} = \frac{15,82 \cdot 5,84^2}{8} = 67,37 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

### **3.3. Характеристики прочности бетона и арматуры**

Многopустотная предварительно напряженная плита армирована стержневой арматурой класса А800 с механическим натяжением на борта формы. Нормативное сопротивление арматуры  $R_{sn} = 800$  МПа, расчетное сопротивление  $R_s = 695$  МПа; модуль упругости  $E_s = 200000$  МПа. Поперечная арматура класса В500

с расчетным сопротивлением  $R_{sw} = 300$  МПа (табл. П4, П5, П6, П7 приложения). Изделие подвергают тепловой обработке при атмосферном давлении. Величина предварительного напряжения арматуры принята равной  $\sigma_{sp} = 0,7R_{st} = 0,7 \cdot 800 = 560$  МПа.

Бетон тяжелый класса В25, соответствующий классу напрягаемой арматуры. Расчетные сопротивления бетона для расчета по первой группе предельных состояний:  $R_b = 14,5$  МПа;  $R_{bt} = 1,05$  МПа. Расчетные сопротивления бетона для расчета по второй группе предельных состояний:  $R_{b,ser} = 18,5$  МПа;  $R_{bt,ser} = 1,4$  МПа. Начальный модуль упругости бетона  $E_b = 30000$  МПа (табл. П1, П2, П3 приложения).

### 3.4. Расчет пустотной панели по первой группе предельных состояний

#### *Расчет прочности плиты по нормальному сечению*

Расчетный изгибающий момент  $M = 105,21$  кН·м. Сечение двутавровое с полкой в сжатой зоне. Предполагаем, что нижняя граница сжатой зоны бетона проходит в верхней полке, и сечение рассчитываем как прямоугольное с шириной, равной ширине верхней полки.

Вычисляем коэффициент  $\alpha_m$ :

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b'_f \cdot h_0^2} = \frac{105,21 \cdot 10^6}{14,5 \cdot 1460 \cdot 190^2} = 0,138.$$

Относительная высота сжатой зоны бетона:

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,138} = 0,149.$$

Высота сжатой зоны бетона:

$$x = \xi \cdot h_0 = 0,149 \cdot 190 = 28,25 \text{ мм.}$$

Так как  $x < h'_f$ , то нейтральная ось проходит в полке.

Граничная высота сжатой зоны бетона (табл. П10 приложения):

$$\xi_R = \frac{0,8}{1 + \frac{R_s + 400 - \sigma_{sp}}{700}} = \frac{0,8}{1 + \frac{695 + 400 - 560}{700}} = 0,42.$$

Так как  $\xi < \xi_R$ , установка арматуры в сжатой зоне не требуется.

Площадь продольной рабочей арматуры равна

$$A_s = \frac{R_b \cdot b'_f \cdot x}{\gamma_{s3} \cdot R_s} = \frac{14,5 \cdot 1460 \cdot 28,25}{1,1 \cdot 695} = 782,5 \text{ мм}^2,$$

где  $\gamma_s = 1,1$ , так как

$$\frac{\sigma_{sp}}{R_s} = \frac{560}{695} = 0,81 > 0,6.$$

Принимаем арматуру  $8\text{Ø}12$  мм с  $A_s = 905 \text{ мм}^2$ .

### *Геометрические характеристики приведенного сечения*

Коэффициент приведения

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{200000}{30000} = 6,67.$$

Площадь бетонного сечения. Для этого сечение разбиваем на три участка – ребро и свесы (рис. 3.3).

$$A = b \cdot h + (b'_f - b)h'_f + (b_f - b)h_f = 362 \cdot 220 + (1460 - 362) \cdot 30,5 + (1490 - 362) \cdot 30,5 = 147533 \text{ мм}^2.$$

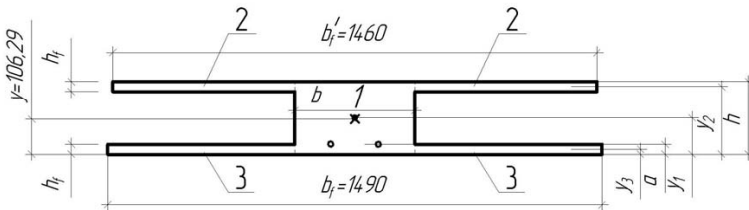


Рис. 3.3. Схема сечения для определения геометрических характеристик приведенного сечения

Площадь приведенного сечения:

$$A_{red} = A + \alpha A_s = 147533 + 6,67 \cdot 905 = 153569,35 \text{ мм}^2.$$

Статический момент площади приведенного сечения относительно нижней грани:

$$S_{red} = \sum(A_i \cdot y_i) = 362 \cdot 220 \cdot 110 + (1460 - 362)30,5 \cdot 204,75 + (1490 - 362)30,5 \cdot 15,25 + 6,67 \cdot 905 \cdot 30 = 16323024,25 \text{ мм}^3,$$

где  $A_i$  – площадь  $i$ -го участка сечения;  $y_i$  – расстояние от нижней грани до центра тяжести  $i$ -го участка сечения.

Расстояние от нижней грани до центра приведенного сечения:

$$y = \frac{S_{red}}{A_{red}} = \frac{16323024,25}{153569,35} = 106,29 \text{ мм.}$$

Момент инерции приведенного сечения:

$$I_{red} = \sum [I_i + A_i(y - y_i)^2] = \frac{362 \cdot 220^3}{12} + 362 \cdot 220 \cdot (106,29 - 110)^2 + \frac{30,5^3(1460 - 362)}{12} + (1460 - 362) \cdot 30,5 \cdot (106,29 - 204,75)^2 + \frac{30,5^3(1490 - 362)}{12} + (1490 - 362) \cdot 30,5 \cdot (106,29 - 15,25)^2 + 6,67 \cdot 905 \cdot (106,29 - 30)^2 = 974566071,8 \text{ мм}^4,$$

где  $I_i$  – собственный момент инерции  $i$ -го участка сечения.

### ***Потери предварительного напряжения в арматуре***

Первые потери предварительного напряжения:

– потери от релаксации напряжений в арматуре при электротермическом способе натяжения

$$\Delta\sigma_{sp1} = 0,03\sigma_{sp} = 0,03 \cdot 560 = 16,8 \text{ МПа.}$$

Для арматуры класса А540 –  $\Delta\sigma_{sp1} = 0,0$ ;

– потери от температурного перепада между натянутой арматурой и упорами

$$\Delta\sigma_{sp2} = 0.$$

Потери от деформации формы  $\Delta\sigma_{sp3}$  и анкеров  $\Delta\sigma_{sp4}$  при электротермическом натяжении арматуры равны нулю.

Усилия обжатия с учетом первых потерь:

$$P_{(1)} = A_{sp} \cdot (\sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp(1)}) = 905 \cdot (560 - 16,8) = 491600 \text{ Н} = 491,6 \text{ кН.}$$

В связи с отсутствием напрягаемой арматуры в сжатой зоне бетона ( $A'_{sp} = 0$ ) эксцентриситет будет равен

$$e_{0p(1)} = y_{sp} = y - a_p = 106,29 - 30 = 76,29 \text{ мм.}$$

Максимальное сжимающее напряжение бетона  $\sigma_{bp}$  при обжатии с учетом первых потерь от силы  $P_{(1)}$ :

$$\sigma_{bp} = \frac{P_{(1)}}{A_{red}} + \frac{P_{(1)} \cdot e_{0p1} \cdot y}{I_{red}} = \frac{491600}{153369,35} + \frac{491600 \cdot 76,29 \cdot 106,29}{974566071,8} = 7,3 \text{ МПа.}$$

Условие  $\sigma_{bp} \leq 0,9R_{bp} = 0,9 \cdot 17,5 = 15,75$  МПа выполняется, где  $R_{bp} = 0,7B = 0,7 \cdot 25 = 17,5$  МПа.

Вторые потери предварительного напряжения:

– потери от усадки:

$$\Delta\sigma_{sp5} = \varepsilon_{b,sh} \cdot E_s = 0,0002 \cdot 200000 = 40 \text{ МПа};$$

– потери от ползучести:

$$\begin{aligned} \Delta\sigma_{sp6} &= \frac{0,8\varphi_{b,cr} \cdot \alpha \cdot \sigma_{bp}}{1 + \alpha \cdot \mu_{sp} \left(1 + \frac{e_{op1} \cdot y_s \cdot A_{red}}{I_{red}}\right) (1 + 0,8\varphi_{b,cr})} = \\ &= \frac{0,8 \cdot 2,5 \cdot 6,67 \cdot 4,46}{1 + 6,67 \cdot 0,00613 \cdot \left(1 + \frac{76,29 \cdot 106,29 \cdot 153369,35}{974566071,8}\right) (1 + 0,8 \cdot 2,5)} = 46,5 \text{ МПа}; \end{aligned}$$

$$\mu = \frac{A_{sp}}{A} = \frac{905}{147533} = 0,00613,$$

где  $\varphi_{b,cr}$  – коэффициент ползучести бетона (табл. П4 приложения);  $\alpha = E_s/E_b$ ;  $\sigma_{bp}$  – напряжение в бетоне на уровне напрягаемой арматуры с учетом собственного веса плиты.

Напряжение в бетоне на уровне напрягаемой арматуры с учетом собственного веса плиты:

$$\begin{aligned} \sigma_{bp} &= \frac{P_{(1)}}{A_{red}} + \frac{P_{(1)} \cdot e_{op1} \cdot y_{sp}}{I_{red}} - \frac{M_g \cdot y_s}{I_{red}} = \frac{491600}{153369,35} + \\ &+ \frac{491600 \cdot 76,29 \cdot 76,29}{974566071,8} - \frac{21,44 \cdot 10^6 \cdot 76,29}{974566071,8} = 4,46 \text{ МПа}, \end{aligned}$$

здесь  $M_g$  – момент от собственного веса плиты, установленной на деревянные прокладки,

$$M_g = \frac{q_w \ell^2}{8} = \frac{5,35 \cdot 5,66^2}{8} = 21,44 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

где  $q_w = 3,3 \cdot 1,475 \cdot 1,1 = 5,35$  кН/м – погонная нагрузка от собственного веса плиты;  $\ell$  – расстояние между деревянными опорными прокладками.

Сумма вторых потерь

$$\Delta\sigma_{sp(2)} = \Delta\sigma_{sp5} + \Delta\sigma_{sp6} = 40 + 46,5 = 86,5 \text{ МПа}.$$

Сумма первых и вторых потерь

$$\Delta\sigma_{sp1(1)} + \Delta\sigma_{sp2(2)} = 16,8 + 86,5 = 103,3 \text{ МПа.}$$

Предварительные напряжения с учетом всех потерь

$$\Delta\sigma_{sp2} = \sigma_{sp} - (\Delta\sigma_{sp1(1)} + \Delta\sigma_{sp2(2)}) = 560 - 103,3 = 456,7 \text{ МПа.}$$

Усилия предварительного обжатия бетона с учетом всех потерь:

$$P = \sigma_{sp2} \cdot A_{sp} = 456,7 \cdot 905 = 413313,5 \text{ Н} = 413,3 \text{ кН.}$$

***Расчет прочности пустотной плиты по сечению, наклонному к продольной оси. Расчёт пустотной плиты по бетонной полосе между трещинами***

Прочность бетонной полосы между наклонными трещинами определяют из условия

$$Q \leq 0,3R_b \cdot b \cdot h_0 = 0,3 \cdot 14,5 \cdot 362 \cdot 190 = 299193 \text{ Н} = \\ = 299,2 \text{ кН} > Q = 67,38 \text{ кН,}$$

$Q = Q_{\max} - qh_0 = 72,07 - 24,68 \cdot 0,19 = 67,38 \text{ кН}$  – поперечная сила в нормальном сечении, принимаем на расстоянии от опоры не менее  $h_0$ .

Прочность бетонной полосы обеспечена.

В продольных ребрах между пустотами устанавливаем четыре каркаса с поперечной арматурой класса В500. Принимаем диаметр поперечных стержней 4 мм с общей площадью  $A_{sw} = 50,2 \text{ мм}^2$ . Максимальный шаг поперечной арматуры по конструктивным требованиям  $s_w \leq h_0/2 = 190/2 = 95 \text{ мм}$ . Принимаем шаг поперечных стержней  $s_w = 90 \text{ мм}$ .

***Расчет пустотной панели по наклонным сечениям***

Прочность по наклонным сечениям проверяем из условия

$$Q \leq Q_b + Q_{sw},$$

где  $Q$  – поперечная сила в конце наклонного сечения;  $Q_b$  – поперечная сила, воспринимаемая бетоном в наклонном сечении;  $Q_{sw}$  – поперечная сила, воспринимаемая поперечной арматурой в наклонном сечении.

Усилие в хомутах на единицу длины элемента

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{S_w} = \frac{300 \cdot 50,2}{90} = 167,3 \text{ Н/мм (кН/м).}$$

Определяем коэффициент  $\varphi_n$ , учитывающий влияние усилия предварительного обжатия на несущую способность наклонного сечения:

$$\varphi_n = 1 + 1,6 \frac{P}{R_b A_l} - 1,16 \left( \frac{P}{R_b A_l} \right)^2 = 1 + 1,6 \frac{413310}{14,5 \cdot 79640} - 1,16 \left( \frac{413310}{14,5 \cdot 79640} \right)^2 = 1,42,$$

где  $A_l = bh = 362 \cdot 220 = 79640 \text{ мм}^2$ .

Хомуты учитываются в расчете, если соблюдается условие  $q_{sw} \geq 0,25\varphi_n R_{br} \cdot b = 0,25 \cdot 1,42 \cdot 1,05 \cdot 362 = 137,3 \text{ Н/мм} < 167,3 \text{ Н/мм}$ .

Условие выполняется.

Поперечная сила, воспринимаемая бетоном наклонного сечения:

$$Q_b = \frac{M_b}{c},$$

где  $M_b = 1,5\varphi_n R_{br} b h_0^2 = 1,5 \cdot 1,42 \cdot 1,05 \cdot 362 \cdot 190^2 = 29741589,7 \text{ Н}\cdot\text{мм}$ ,

$$c = \sqrt{\frac{M_b}{q_1}} = \sqrt{\frac{29741589,7}{17,48}} = 1304 \text{ мм}.$$

Если нагрузка включает эквивалентную временную нагрузку, то ее расчётное значение равно

$$q_1 = q - 0,5q_v = 24,68 - 0,5 \cdot 14,4 = 17,48 \text{ кН/м},$$

где  $q_v = v b_n \gamma_n = 9,6 \cdot 1,5 \cdot 1,0 = 14,4 \text{ кН/м}$ .

Проверяем условие

$$c > \frac{2h_0}{1 - 0,5 \frac{q_{sw}}{\varphi_n R_{br} b}} = \frac{2 \cdot 190}{1 - 0,5 \frac{167,3}{1,42 \cdot 1,05 \cdot 362}} = 557,2 \text{ мм}.$$

Условие выполняется,  $c$  не пересчитывается.

Если условие не выполняется, то  $c$  определяется по формуле

$$c = \sqrt{\frac{M_b}{0,75q_{sw} + q_1}}.$$

По конструктивным требованиям  $c \leq 3h_0 = 3 \cdot 190 = 570 \text{ мм}$ .

$$Q_b = \frac{M_b}{c} = \frac{29741589,7}{570} = 52178,2 \text{ Н} = 52,18 \text{ кН},$$

при этом  $Q_b$  не более

$$Q_{\max} = 2,5R_{br} b h_0 = 2,5 \cdot 1,05 \cdot 362 \cdot 190 = 180547,5 \text{ Н} = 180,55 \text{ кН}$$

и не менее

$$Q_{b,\min} = 0,5\varphi_n R_{bt} b h_0 = 0,5 \cdot 1,42 \cdot 1,05 \cdot 362 \cdot 190 = 52178 \text{ Н} = 52,18 \text{ кН.}$$

Условия выполняются. Определяем усилие:

$$Q_{sw} = 0,75q_{sw} c_0 = 0,75 \cdot 167,3 \cdot 380 = 47680,5 \text{ Н} = 47,68 \text{ кН,}$$

где  $c_0 = 2h_0 = 2 \cdot 190 = 380$  мм – длина проекции наклонного сечения.

Поперечная сила в конце наклонного сечения:

$$Q = Q_{\max} - q_1 c = 72,07 - 17,48 \cdot 0,57 = 62,11 \text{ кН.}$$

Условие  $Q \leq Q_b + Q_{sw}$ ,  $62,11 < 52,18 + 47,68 = 99,86$  кН. Условие выполняется, прочность наклонного сечения обеспечена.

Максимально допустимый шаг хомутов, учитываемых в расчете:

$$s_{w,\max} = \frac{\varphi_n R_{bt} b h_0^2}{Q_{\max}} = \frac{1,42 \cdot 1,05 \cdot 362 \cdot 190^2}{72070} = 270,3 \text{ мм.}$$

Принятый шаг хомутов удовлетворяет требованиям максимального допустимого шага.

Каркасы с принятым шагом хомутов  $s_w$  устанавливаются на опорном участке панели длиной  $l_1$ , где поперечная сила воспринимается бетоном и поперечной арматурой ребра. В середине ребра, где поперечная сила воспринимается бетоном, поперечную арматуру не устанавливают:

$$l_1 = \frac{Q_{\max} - Q_b}{q} = \frac{72,07 - 52,18}{24,68} = 0,81 \text{ м.}$$

### 3.5. Расчет пустотной панели по второй группе предельных состояний

#### *Расчет по образованию трещин, нормальных к продольной оси*

Расчет по образованию трещин выполняют на усилия при значении коэффициента надежности по нагрузке  $\gamma_f = 1$ ;  $M = 82,32$  кН·м. Расчет по раскрыванию трещин не производится, если соблюдается условие  $M \leq M_{cr}$ .

Для предварительно напряженных элементов в стадии эксплуатации момент образования трещин предварительно напряженных изгибаемых элементов в стадии эксплуатации определяют по формуле

$$M_{cr} = \gamma W_{red} R_{bt,ser} + P(e_{op} + r);$$



$$M_{crc} = 1,25 \cdot 9168934,7 \cdot 1,55 + 413310 \cdot (76,29 + 59,78) = \\ = 74003902,7 = 74,0 \text{ кНм};$$

$$W_{red} = \frac{I_{red}}{y} = \frac{974566071,8}{106,29} = 9168934,7 \text{ см}^3; \quad r = \frac{W_{red}}{A_{red}} = \frac{9168934,7}{153369,35} = 59,78 \text{ мм},$$

здесь  $\gamma = 1,25$  – коэффициент, учитывающий неупругие деформации бетона (табл. П11 приложения).

Так как  $M = 86,63 > M_{crc} = 74,0$  кНм – трещины в растянутой зоне образуются. Следовательно, необходим расчет по раскрытию трещин.

### **Определение ширины раскрытия трещин, нормальных к продольной оси**

Определим приращение напряжения напрягаемой арматуры от действия постоянных и длительных нагрузок  $\sigma_s = \sigma_{sp}$ , т. е. принимая  $M = M_l = 67,37$  кНм.

Поскольку напрягаемая арматура в верхней зоне плиты отсутствует,  $e_{sp} = 0,0$ ,  $M_s = M_l = 67,37$  кН·м и тогда

$$e_s = \frac{M_s}{P} = \frac{67,37}{413,31} = 0,163 \text{ м} = 163 \text{ мм}.$$

$$\text{Рабочая высота сечения равна } h_0 = 190 \text{ мм}, \quad \frac{e_s}{h_0} = \frac{163}{190} = 0,86.$$

Сечение плиты представляем в виде двутаврового сечения, заменив пустоты прямоугольниками, эквивалентными по площади и моменту инерции. Ширина и высота такого прямоугольника соответственно равны:

$$A = 0,907D = 0,907 \cdot 159 = 144,2 \text{ мм};$$

$$B = 0,866D = 0,866 \cdot 159 = 138 \text{ мм}.$$

Тогда из рис. 3.4 имеем

$$b_f = b'_f = 1475 \text{ мм}; \quad b = (1475 - 7 \cdot 144,2) = 465,6 \text{ мм};$$

$$h_f = h'_f = (220 - 138)/2 = 41 \text{ мм}.$$

Принимая  $A'_{sp} = A'_s = 0,0$ , имеем

$$\varphi_f = \frac{(b'_f - b)h'_f}{bh_0} = \frac{(1475 - 465,6)41}{465,6 \cdot 190} = 0,47.$$

Коэффициент приведения равен

$$a_{s1} = 300/R_{b,ser} = 300/14,5 = 20,7,$$

тогда

$$\mu a_{s1} = \frac{a_{s1} A_{sp}}{bh_0} = \frac{20,7 \cdot 905}{465,6 \cdot 190} = 0,212.$$

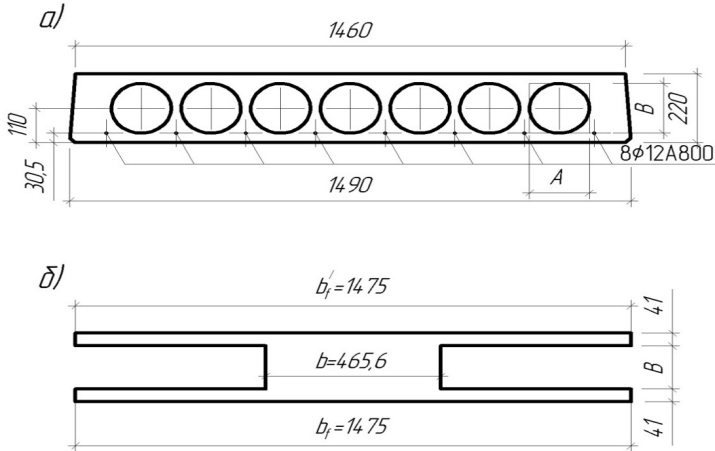


Рис. 3.4. Эквивалентное сечение пустотной панели

При  $e_s/h_0 = 0,86$ ,  $\varphi_f = 0,47$  и  $\mu a_{s1} = 0,212$  из табл. П12 приложения находим  $\zeta = 0,78$ , тогда плечо внутренней пары сил

$$z = \zeta \cdot h_0 = 0,78 \cdot 190 = 148,2 \text{ мм.}$$

$$\sigma_{s1} = \frac{M_s / z - P}{A_{sp}} = \frac{67,37 \cdot 10^6 / 148,2 - 413310}{905} = 45,64 \text{ МПа.}$$

Аналогично определим значение  $\sigma_{s,cre}$  при действии момента  $M_S = M_{cre} = 74,0 \text{ кН}\cdot\text{м}$

$$\frac{e_s}{h_0} = \frac{74,0}{413,31 \cdot 0,19} = 0,94.$$

При  $e_s/h_0 = 0,94$ ,  $\varphi_f = 0,47$  и  $\mu a_{s1} = 0,212$  из табл. П12 приложения находим  $\zeta = 0,8$ , тогда плечо внутренней пары сил

$$z = \zeta \cdot h_0 = 0,8 \cdot 190 = 152 \text{ мм.}$$

$$\sigma_{crc} = \frac{M_s / z - P}{A_{sp}} = \frac{74,0 \cdot 10^6 / 152 - 413310}{905} = 81,25 \text{ МПа.}$$

Аналогично определим значение  $\sigma_s$  при действии момента  $M_s = M_{tot} = 86,63 \text{ кН}\cdot\text{м}$ .

$$e_s / h_0 = \frac{M_s}{Ph_0} = \frac{86,63}{413,31 \cdot 0,19} = 1,1.$$

Поскольку согласно табл. П12 приложения в данном случае при значении  $e_s / h_0 = 1,1$ ,  $\varphi_f = 0,47$  и  $\mu a_{s1} = 0,212$  находим  $\zeta = 0,81$ , тогда плечо внутренней пары сил  $z = \zeta \cdot h_0 = 0,81 \cdot 190 = 153,9 \text{ мм}$ .

При моменте от всех нагрузок  $M = M_{tot} = 86,63 \text{ кН}\cdot\text{м}$  значение  $\sigma_s$  равно

$$\sigma_s = \frac{M_s / z - P}{A_{sp}} = \frac{86,63 \cdot 10^6 / 153,9 - 413310}{905} = 165,3 \text{ МПа.}$$

Проверим условие  $A > t$ , принимая  $t = 0,59$ ,

$$A = \frac{\sigma_{sl} - 0,8\sigma_{s,crc}}{\sigma_s - 0,8\sigma_{s,crc}} = \frac{45,64 - 0,8 \cdot 81,25}{165,3 - 0,8 \cdot 81,25} = -0,193 < t = 0,59.$$

Поскольку  $A < 0$ , находим непродолжительное раскрытие трещин по условию (2.3):

$$a_{crc} = a_{crc1} + a_{crc2} - a_{crc3}.$$

Вычисляем коэффициент  $\psi_s$ , принимая  $\sigma_s = 165,3 \text{ МПа}$ ,

$$\psi_s = 1 - 0,8 \frac{\sigma_{s,crc}}{\sigma_s} = 1 - 0,8 \frac{81,25}{165,3} = 0,607.$$

Устанавливаем расстояния между трещинами  $l_s$ .

Высота зоны растянутого бетона, определенная как для упругого материала, при  $S_{red} = 16323024 \text{ мм}^3$  равна

$$y_0 = \frac{S_{red}}{A_{red} + P / R_{bt,ser}} = \frac{16323024}{153369,35 + 413310 / 1,55} = 38,86 \text{ мм},$$

а с учетом неупругих деформаций растянутого бетона

$$y_t = k \cdot y_0 = 0,95 \cdot 38,86 = 36,96 \text{ мм}.$$

Поскольку  $y_t < 2a = 2 \cdot 30 = 60 \text{ мм}$ , принимаем  $y_t = 60 \text{ мм}$ . Тогда площадь сечения растянутого бетона равна

$$A_{bt} = by_t + (b_f - b)h_f = 465,6 \cdot 60 + (1475 - 465,6)41 = 69321,4 \text{ мм}^2,$$

и расстояние между трещинами составляет

$$l_s = 0,5 \frac{A_{bt}}{A_{sp}} d_s = 0,5 \frac{69321,4}{905} 12 = 459,6 \text{ мм.}$$

Поскольку  $l_s > 400$  мм и  $l_s < 40d = 40 \cdot 12 = 480$  мм, принимаем  $l_s = 400$  мм.

По формуле (2.6) определяем  $a_{crc,1}$ , принимая  $\varphi_1 = 1,4$ ,  $\varphi_2 = 0,5$ ,

$$a_{crc,1} = \varphi_1 \varphi_2 \psi_s \frac{\sigma_s}{E_s} l_s = 1,4 \cdot 0,5 \cdot 0,607 \frac{45,64}{200000} 400 = 0,039 \text{ мм.}$$

По формуле (2.6) определяем  $a_{crc,2}$ , принимая  $\varphi_1 = 1,0$ ,  $\varphi_2 = 0,5$ ,

$$a_{crc,2} = \varphi_1 \varphi_2 \psi_s \frac{\sigma_s}{E_s} l_s = 1,0 \cdot 0,5 \cdot 0,607 \frac{165,3}{200000} 400 = 0,1 \text{ мм.}$$

По формуле (2.6) определяем  $a_{crc,3}$ , принимая  $\varphi_1 = 1,0$ ,  $\varphi_2 = 0,5$ ,

$$a_{crc,3} = \varphi_1 \varphi_2 \psi_s \frac{\sigma_s}{E_s} l_s = 1,0 \cdot 0,5 \cdot 0,607 \frac{45,64}{200000} 400 = 0,028 \text{ мм.}$$

Непродолжительное раскрытие трещин

$$a_{crc} = a_{crc,1} + a_{crc,2} - a_{crc,3} = 0,039 + 0,01 - 0,028 = 0,021 \text{ мм,}$$

что меньше предельно допустимого значения 0,3 мм. Трещиностойкость пустотной плиты обеспечена.

### **Расчет прогиба плиты**

Определяем кривизну  $\frac{1}{r}$  в середине пролета от продолжительного действия постоянных и длительных нагрузок, т. е. при  $M = M_l = 67,37$  кН·м.

Для этих нагрузок имеем:  $\frac{e_s}{h_0} = 0,86$ ,  $\varphi_f = 0,47$ ,  $\psi_s = 0,607$ .

При продолжительном действии нагрузки и нормальной влажности:  $E_{b,red} = \frac{R_{b,ser}}{e_{b1,red}} = \frac{18,5}{28 \cdot 10^{-4}} = 6607$  МПа.  $\varepsilon_{b1,red} = 28 \times 10^{-4}$  при влажности окружающей среды  $70 \geq W \geq 40$  %.

Тогда

$$a_{s2} = \frac{E_s}{\psi_s E_{b,red}} = \frac{200000}{0,607 \cdot 6607} = 49,87;$$

$$\mu a_{s2} = \frac{A_{sp}}{bh_0} a_{s2} = \frac{905}{465,6 \cdot 190} 49,87 = 0,51.$$

По табл. П13 приложения при  $\varphi_f = 0,47$ ,  $e_s/h_0 = 0,86$  и  $\mu\alpha_{s2} = 0,51$  находим  $\varphi_c = 0,48$ . Тогда, согласно формуле (2.15), кривизна  $\frac{1}{r}$  равна

$$\frac{1}{r} = \left(\frac{1}{r}\right)_3 = \frac{M}{\varphi_c bh_0^3 E_{b,red}} = \frac{67,37 \cdot 10^6}{0,48 \cdot 465,6 \cdot 190^3 \cdot 6607} = 6,65 \cdot 10^{-6} \text{ 1/мм.}$$

По формуле (2.14) определим кривизну, обусловленную остаточным выгибом, при  $\sigma_{sb} = 86,5$  МПа.

$$\left(\frac{1}{r}\right)_4 = \frac{\sigma_{sb}}{E_s h_0} = \frac{86,5}{2 \cdot 10^5 \cdot 190} = 2,28 \cdot 10^{-6} \text{ 1/мм,}$$

где  $\sigma_{sb}$  – численно равно сумме потерь напряжений от усадки и ползучести бетона  $\Delta\sigma_{sb} = \Delta\sigma_{sp5} + \Delta\sigma_{sp6} = 40 + 46,5 = 86,5$  МПа.

Полная кривизна в середине пролета от постоянных и длительных нагрузок равна

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{\max} = \left(\frac{1}{r}\right)_3 - \left(\frac{1}{r}\right)_4 = (6,65 - 2,28)10^{-6} = 4,37 \cdot 10^{-6} \text{ 1/мм.}$$

Прогиб плиты находим, принимая  $S = 5/48$ :

$$f = \left(\frac{1}{r}\right)_{\max} S l^2 = 4,37 \cdot 10^{-6} \cdot \frac{5}{48} \cdot 5840^2 = 15,53 \text{ мм.}$$

Согласно СП 20.13330.2011 «Нагрузки и воздействия» поз. 2 при  $l = 5,84$  м предельно допустимый из эстетических требований прогиб равен  $f_{ult} = 5840/200 = 29,2$  мм, что превышает вычисленное значение прогиба. Жесткость плиты достаточная.

### 3.6. Конструкция типовой пустотной панели перекрытия

На рис. 3.5–3.7 приведена конструкция типовой пустотной панели серии 1.041.1 «Сборные железобетонные многопустотные плиты перекрытий многоэтажных общественных зданий».

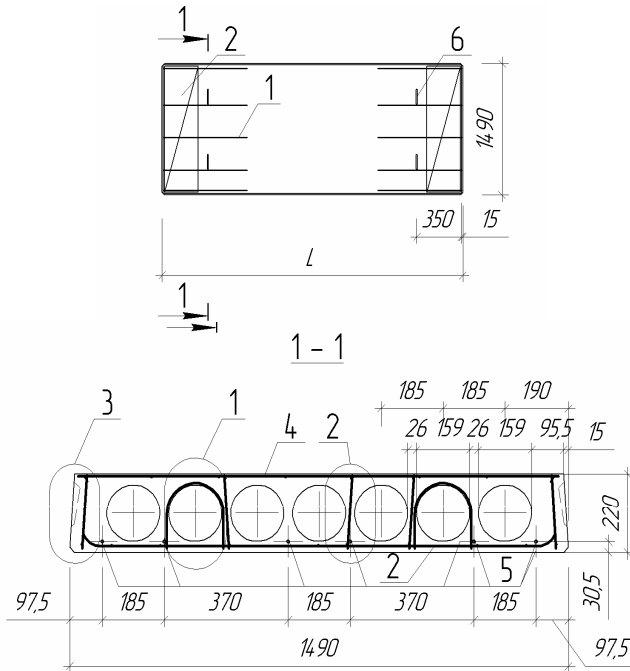


Рис. 3.5. Конструкция пустотной панели: 1 – каркасы с поперечной арматурой в ребрах панели; 2 – сетки косвенного армирования, усиления зон передачи усилия предварительного напряжения; 4 – конструктивная сетка армирования верхней полки; 5 – продольная предварительно напряженная рабочая арматура; 6 – строповочная петля

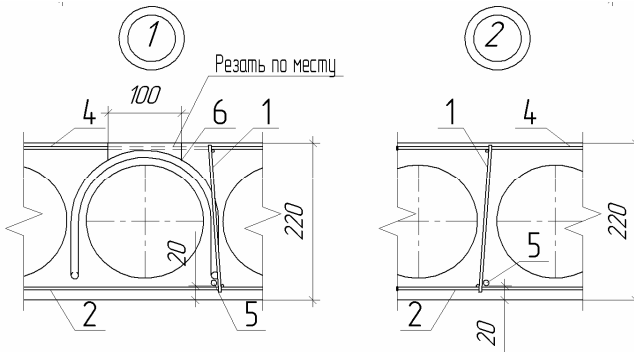


Рис. 3.6. Узел 1 – расположение строповочной петли; узел 2 – крепление сеток к каркасу с поперечной арматурой (обозначение см. рис. 3.5)

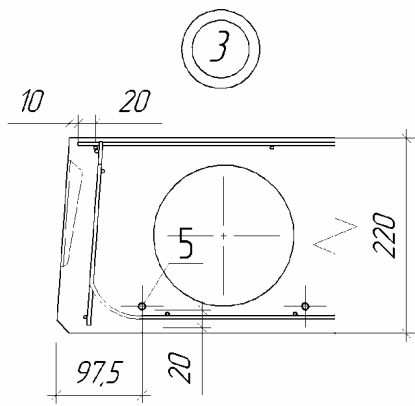


Рис. 3.7. Узел 3 – армирование крайнего ребра  
(обозначение см. рис. 3.5)

## 4. ПРОЕКТИРОВАНИЕ РИГЕЛЯ

---

---

### 4.1. Расчетная схема и нагрузки

Поперечная многоэтажная рама имеет регулярную расчетную схему с равными пролетами ригелей и равными длинами стоек (высотами этажей), а также с одинаковой нагрузкой по ярусам. Сечения ригелей и стоек по этажам приняты постоянными. Нулевая точка моментов в колоннах расположена в середине высоты этажа. Это позволяет расчленить многоэтажную раму по нулевым моментным точкам на ряд одноэтажных рам с шарнирами по концам стоек. В курсовом проекте рассчитываем ригель среднего яруса. Расчет выполняем с помощью таблиц (табл. П17 приложения), по которым определяются опорные моменты в ригелях по формуле

$$M = (\alpha \cdot q_g + \beta \cdot q_v) \cdot l^2,$$

где  $\alpha$  и  $\beta$  – расчетные коэффициенты для постоянной и временной нагрузок, зависящие от коэффициента  $k$ , равного отношению погонных жесткостей ригеля и стойки,

$$k = \frac{B_p \cdot l_k}{l_p \cdot B_k},$$

здесь  $B_p$  и  $B_k$  – жесткости поперечных сечений ригеля и колонны соответственно;  $l_k$  и  $l_p$  – длины колонны и ригеля соответственно.

Нагрузка на ригель от ребристых плит при опирании на ригель не менее чем в четырех точках считается равномерно распределенной. Для получения максимальных моментов в расчетных сечениях ригеля его загружают отдельно постоянной и временной нагрузками по схеме, представленной в табл. П17 приложения. Ширина грузовой полосы для расчета погонной нагрузки на ригель равна шагу поперечных рам 6,0 м.



### **Расчетная погонная нагрузка на ригель**

– постоянная нагрузка от собственного веса ригеля с учетом коэффициента надежности по нагрузке  $\gamma_f = 1,1$  и перекрытия и коэффициента по ответственности здания  $\gamma_n = 1,0$ . Предварительно задаемся размерами сечения ригеля  $b \cdot h = 300 \cdot 800$  мм. Нагрузки от перекрытия принимаем из раздела 2

$$q_g = (g \cdot l_2 + \rho \cdot b_p \cdot h_p \cdot \gamma_f) \cdot \gamma_n = \\ = (5,675 \cdot 6,0 + 25 \cdot 0,3 \cdot 0,8 \cdot 1,1) \cdot 1,0 = 40,65 \text{ кН/м.}$$

– временная нагрузка с учетом коэффициента по ответственности здания  $\gamma_n = 1,0$

$$q_v = 9 \cdot l_2 \cdot \gamma_n = 18,0 \cdot 6,0 \cdot 1,0 = 108 \text{ кН/м}^2;$$

– полная нагрузка

$$q = q_g + q_v = 40,65 + 108 = 148,65 \text{ кН/м.}$$

### **4.2. Вычисление изгибающих моментов в расчетных сечениях ригеля**

Жесткости колонны и ригеля при размерах сечения колонны 400×400 мм:

$$B_k = I_k E_b = \frac{b \cdot h^3}{12} E_b = \frac{0,4 \cdot 0,4^3}{12} E_b = 0,002133 E_b \text{ м}^4;$$

$$B_p = I_p E_b = \frac{b \cdot h^3}{12} E_b = \frac{0,3 \cdot 0,8^3}{12} E_b = 0,0128 E_b \text{ м}^4.$$

При одинаковом классе бетона по прочности на сжатие коэффициент  $k$  равен

$$k = \frac{I_p \cdot l_k}{I_k \cdot l_p} = \frac{0,0128 \cdot 4,8}{6,0 \cdot 0,002133} = 4,82.$$

Опорные моменты вычисляются по табл. П17 приложения. Табличные коэффициенты  $\alpha$  и  $\beta$  зависят от схем загрузки ригеля и коэффициента  $k$  – отношения погонных жесткостей ригеля и колонны.

Расчетные пролеты ригеля равны расстоянию от оси колонны до оси колонны. Расчетный пролет крайнего ригеля при нулевой привязке крайних колонн

$$l_0 = l_1 - h/2 = 6,0 - 0,4/2 = 5,8 \text{ м.}$$

Таблица 3

## Опорные моменты ригеля при различных схемах загрузки

№ п/п	Схема загрузки	Опорные моменты, кН·м			
		M <sub>12</sub>	M <sub>21</sub>	M <sub>23</sub>	M <sub>32</sub>
1		$-0,033 \cdot 40,65 \cdot 5,8^2 =$ $-45,13$	$-0,099 \cdot 40,65 \cdot 5,8^6 =$ $-135,38$	$-0,090 \cdot 40,65 \cdot 6^2 =$ $-131,72$	$-0,090 \cdot 40,65 \cdot 6^2 =$ $-131,72$
2		$-0,042 \cdot 108 \cdot 5,8^2 =$ $-152,59$	$-0,063 \cdot 108 \cdot 5,8^2 =$ $-228,88$	$-0,028 \cdot 108 \cdot 6^2 =$ $-108,86$	$-0,028 \cdot 108 \cdot 6^2 =$ $-108,86$
3		$0,009 \cdot 108 \cdot 5,8^2 =$ $33,26$	$-0,036 \cdot 108 \cdot 5,8^2 =$ $-130,79$	$-0,062 \cdot 108 \cdot 6^2 =$ $-241,05$	$-0,062 \cdot 108 \cdot 6^2 =$ $-241,05$
4		$-0,032 \cdot 108 \cdot 5,8^2 =$ $-116,26$	$-0,115 \cdot 108 \cdot 5,8^2 =$ $-417,81$	$-0,105 \cdot 108 \cdot 6^2 =$ $-408,24$	$-0,043 \cdot 108 \cdot 6^2 =$ $-167,18$
5	Загрузка 1+2	-197,72	-364,26	-240,58	-240,58
6	Загрузка 1+3	-11,87	-266,17	-372,77	-372,77
7	Загрузка 1+4	-161,39	-553,19	-539,96	-298,9

Расчетный пролет среднего ригеля равен 6,0 м.

Результаты вычисления изгибающих моментов представлены в табл. 3.

### *Пролетные моменты и поперечные силы в ригелях*

Для определения поперечных сил и изгибающих моментов в пролете из расчетной рамы вырезаем ригель и загружаем его соответствующей расчетному загрузению погонной нагрузкой  $q$  или  $q_g$  и сосредоточенными опорными моментами (рис. 4.1).

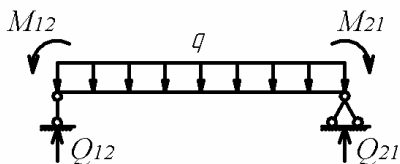


Рис. 4.1. Расчетная схема ригеля первого пролета

#### **Схема нагружения 1+2**

– усилия в первом пролете (погонная нагрузка  $q$ ):

поперечные силы

$$Q_{12} = ql/2 + (M_{12} - M_{21})/l = \\ = 148,65 \cdot 5,8/2 + (197,72 - 364,26)/5,8 = 402,37 \text{ кН};$$

$$Q_{21} = ql/2 + (M_{21} - M_{12})/l = \\ = 148,65 \cdot 5,8/2 + (364,26 - 197,72)/5,8 = 459,8 \text{ кН};$$

изгибающий момент в пролете

$$M_{11} = ql^2/8 - (M_{12} + M_{21})/2 = \\ = 148,65 \cdot 5,8^2/8 - (197,72 + 364,26)/2 = 344,08 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

– усилия во втором пролете (погонная нагрузка  $q_g$ ):

поперечные силы

$$Q_{23} = Q_{32} = q_g l/2 + (M_{23} - M_{32})/l = \\ = 40,65 \cdot 6/2 + (240,58 - 240,58)/6 = 121,95 \text{ кН};$$

изгибающий момент в пролете

$$M_{12} = q_g l^2/8 - M_{23} = 40,65 \cdot 6^2/8 - 240,58 = -57,66 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

### Схема загрузки 1+3

– усилия в первом пролете (погонная нагрузка  $q_g$ ):

поперечные силы

$$Q_{12} = q_g l / 2 + (M_{12} - M_{21}) / l = \\ = 40,65 \cdot 5,8 / 2 + (11,87 - 266,17) / 5,8 = 74,04 \text{ кН};$$

$$Q_{21} = q_g l / 2 + (M_{21} - M_{12}) / l = \\ = 40,65 \cdot 5,8 / 2 + (266,17 - 11,87) / 5,8 = 161,73 \text{ кН};$$

изгибающий момент в пролете

$$M_{11} = q_g l^2 / 8 - (M_{12} + M_{21}) / 2 = \\ = 40,65 \cdot 5,8^2 / 8 - (11,87 + 266,17) / 2 = 31,91 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

– усилия во втором пролете (погонная нагрузка  $q$ ):

поперечные силы

$$Q_{23} = Q_{32} = q l / 2 + (M_{23} - M_{32}) / l = \\ = 148,65 \cdot 6 / 2 + (372,77 - 372,77) / 6 = 445,95 \text{ кН};$$

изгибающий момент в пролете

$$M_{12} = q l^2 / 8 - M_{23} = 148,65 \cdot 6^2 / 8 - 372,77 = 296,16 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

### Схема загрузки 1+4

– усилия в первом пролете (погонная нагрузка  $q$ ):

поперечные силы

$$Q_{12} = q l / 2 + (M_{12} - M_{21}) / l = \\ = 148,65 \cdot 5,8 / 2 + (161,39 - 553,19) / 5,8 = 363,53 \text{ кН};$$

$$Q_{21} = q l / 2 + (M_{21} - M_{12}) / l = \\ = 148,65 \cdot 5,8 / 2 + (553,19 - 161,39) / 5,8 = 498,63 \text{ кН};$$

изгибающий момент в пролете

$$M_{11} = q l^2 / 8 - (M_{12} + M_{21}) / 2 = \\ = 148,65 \cdot 5,8^2 / 8 - (161,39 + 553,19) / 2 = 267,78 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

– усилия во втором пролете (погонная нагрузка  $q$ ):

поперечные силы

$$Q_{23} = q l / 2 + (M_{23} - M_{32}) / l = \\ = 148,65 \cdot 6 / 2 + (539,96 - 298,9) / 6 = 486,13 \text{ кН};$$

$$Q_{32} = q l / 2 + (M_{32} - M_{23}) / l = \\ = 148,65 \cdot 6 / 2 + (298,9 - 539,96) / 6 = 405,32 \text{ кН};$$

изгибающий момент в пролете

$$M_{12} = ql^2/8 - (M_{23} + M_{32})/2 =$$

$$= 148,65 \cdot 6^2/8 - (298,9 + 539,96)/2 = 249,49 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

**Перераспределение моментов под влиянием образования пластических шарниров в ригеле**

Практический расчет заключается в уменьшении примерно на 30 % опорных моментов ригеля  $M_{21}$  и  $M_{23}$  по схеме загрузки 1+4 как самого большого по абсолютной величине и находящегося в зоне стыка. При этом пластический шарнир образуется на опоре 2.

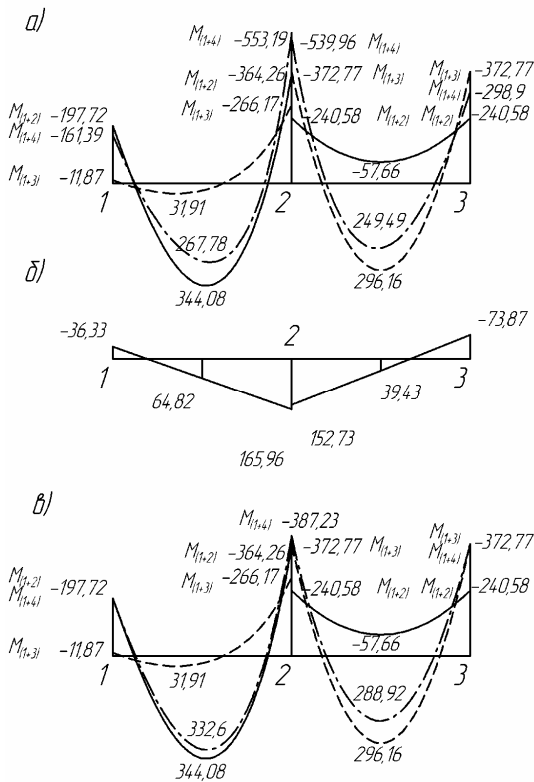


Рис. 4.2. Эпюры изгибающих моментов:

- а – при упругой работе бетона от загрузений 1+2, 1+3, 1+4;
- б – дополнительная выравнивающая эпюра моментов к загрузению 1+4;
- в – эпюры моментов после перераспределения усилий (показаны эпюры только первого и второго пролетов)

К эпюре изгибающих моментов загрузки 1+4 добавляют выравнивающую эпюру моментов таким образом, чтобы после перераспределения уравнились опорные моменты  $M_{21} = M_{23}$  и были обеспечены удобства армирования опорного узла (рис. 4.2).

Максимальные положительные значения ординат выравнивающей эпюры моментов на опоре 2:

слева

$$\Delta M_{21} = 0,3 \cdot 553,19 = 165,96 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

справа

$$\begin{aligned} \Delta M_{23} &= \Delta M_{21} - (M_{21} - M_{23}) = \\ &= 165,96 - (553,19 - 539,96) = 152,73 \text{ кН}\cdot\text{м}. \end{aligned}$$

При этом максимальное значение момента на опоре 2 выровненной эпюры моментов загрузки 1+4 по абсолютной величине не должно быть меньше аналогичного значения момента от загрузки 1+2. На опоре 1 и 3 к эпюре 1+4 добавляем отрицательные значения моментов до уровня загрузок 1+2 на опоре 1 и 1+3 на опоре 3:

$$\Delta M_{12} = -(M_{12}^{1+2} - M_{12}^{1+4}) = -(197,72 - 161,39) = -36,33 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$\Delta M_{32} = -(M_{32}^{1+3} - M_{32}^{1+4}) = -(372,77 - 298,9) = -73,87 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Опорные моменты на эпюре выровненных моментов загрузки 1+4 будут равны:

$$M_{12} = -161,39 - 36,33 = -197,72 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_{21} = -553,19 + 165,96 = -387,23 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_{23} = -539,96 + 152,73 = -387,23 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_{32} = -298,9 - 73,87 = -372,77 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

В пролетах после перераспределения значения изгибающих моментов загрузки 1+4 увеличились, но они не превысили значений соответствующих моментов от загрузок 1+2 и 1+3. Пролетные моменты на эпюре выровненных моментов 1+4 составили

$$M_{11} = 267,78 + 64,82 = 332,6 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_{12} = 249,49 + 39,43 = 288,92 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Таким образом, расчетными моментами в пролетах остаются: в первом пролете  $-M_{11} = 344,08 \text{ кН}\cdot\text{м}$  загрузки 1+2; во втором пролете  $-M_{12} = 296,16 \text{ кН}\cdot\text{м}$  загрузки 1+3 (рис. 4.2).

**Опорные моменты ригеля на грани колонны** являются расчетными моментами для определения площади стыковой арматуры ригеля с колонной.

**Опорный момент ригеля на грани крайней колонны  $M_{(12),1}$ :**

– по схеме загрузки 1+2

$$M_{(12),1} = -(M_{12} - Q_{12}h_{col}/2) = -(197,72 - 402,37 \cdot 0,4/2) = -123,2 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

– по схеме загрузки 1+3

$$M_{(12),1} = -(M_{12} - Q_{12}h_{col}/2) = -(11,87 - 74,07 \cdot 0,4/2) = 2,94 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

– по схеме загрузки 1+4 и выровненной эпюре моментов

$$\begin{aligned} Q_{(12)} &= ql/2 + (M_{12} - M_{21})/l = \\ &= 148,65 \cdot 5,8/2 + (197,72 - 387,23)/5,8 = 398,4 \text{ кН}; \end{aligned}$$

$$M_{(12),1} = -(M_{12} - Q_{12}h_{col}/2) = -(197,72 - 398,4 \cdot 0,4/2) = -118,04 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

**Опорный момент ригеля на грани средней колонны слева  $M_{(21),1}$ :**

– по схеме загрузки 1+2

$$M_{(21),1} = -(M_{21} - Q_{21}h_{col}/2) = -(364,26 - 459,8 \cdot 0,4/2) = -272,3 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

– по схеме загрузки 1+3

$$M_{(21),1} = -(M_{21} - Q_{21}h_{col}/2) = -(266,17 - 161,73 \cdot 0,4/2) = -233,82 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

– по схеме загрузки 1+4 и выровненной эпюре моментов

$$\begin{aligned} Q_{(21)} &= ql/2 + (M_{21} - M_{12})/l = \\ &= 148,65 \cdot 5,8/2 + (387,23 - 197,72)/5,8 = 463,76 \text{ кН}; \end{aligned}$$

$$M_{(21),1} = -(M_{21} - Q_{21}h_{col}/2) = -(387,23 - 463,76 \cdot 0,4/2) = -294,48 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

**Опорный момент ригеля на грани средней колонны справа  $M_{(23),1}$ :**

– по схеме загрузки 1+2

$$M_{(23),1} = -(M_{23} - Q_{23}h_{col}/2) = -(240,58 - 121,95 \cdot 0,4/2) = -216,19 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

– по схеме загрузки 1+3

$$M_{(23),1} = -(M_{23} - Q_{23}h_{col}/2) = -(372,77 - 445,95 \cdot 0,4/2) = -283,58 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

– по схеме загрузки 1+4 и выровненной эпюре моментов

$$\begin{aligned} Q_{(23)} &= ql/2 + (M_{23} - M_{32})/l = \\ &= 148,65 \cdot 6/2 + (387,23 - 372,77)/6 = 448,36 \text{ кН}; \end{aligned}$$

$$M_{(23),1} = -(M_{23} - Q_{23}h_{col}/2) = -(387,23 - 448,36 \cdot 0,4/2) = -297,56 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

### 4.3. Расчет прочности ригеля по сечениям, нормальным к продольной оси

#### *Характеристики прочности бетона и арматуры*

Бетон тяжелый класса В20. Расчетное сопротивление при сжатии  $R_b = 11,5$  МПа; при растяжении  $R_{bt} = 0,9$  МПа; начальный модуль упругости бетона  $E_b = 27500$  МПа; арматура продольная рабочая класса А400, расчетное сопротивление  $R_s = 355$  МПа; модуль упругости  $E_s = 200000$  МПа.

#### *Проверка высоты сечения ригеля*

Проверку выполняют по максимальному моменту (абсолютному значению) по грани опоры согласно схеме загрузки 1+4 и выровненной эпюре моментов  $M_{(23),1} = 297,56$  кН·м при  $\xi = 0,35$ , поскольку момент определен с учетом образования пластического шарнира.

Вычисляют рабочую высоту сечения:

$$h_0 = \sqrt{\frac{M}{\alpha_m R_b b}} = \sqrt{\frac{297,56 \cdot 10^6}{0,289 \cdot 11,5 \cdot 300}} = 546 \text{ мм},$$

где  $\alpha_m = \xi(1 - 0,5\xi) = 0,35(1 - 0,5 \cdot 0,35) = 0,2888$ .

Полная высота ригеля  $h = h_0 + a = 546 + 64 = 610$  мм, так как расстояние от низа ригеля до низа стыковой арматуры в типовом ригеле составляет 720 мм и расстояние от верхней грани ригеля до центра этой арматуры  $a' = 64$  мм. Окончательно принимаем высоту ригеля кратной 100 мм  $h = 700$  мм. Принятое сечение проверяем по максимальному пролетному моменту  $M_{II} = 344,08$  кН·м и  $h_0 = h - a = 700 - 75 = 625$  мм, где  $a = 75$  мм при вертикальном расположении двух стержней большого диаметра.

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{344,08 \cdot 10^6}{11,5 \cdot 300 \cdot 625^2} = 0,255;$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,255} = 0,3.$$

Граничная высота сжатой зоны бетона (табл. П9 приложения):

$$\xi_R = \frac{0,8}{1 + \frac{R_s}{700}} = \frac{0,8}{1 + \frac{355}{700}} = 0,531,$$



условие  $\xi \leq \xi_R$  выполняется, следовательно, принятая высота сечения достаточна. Нагрузку от собственного веса ригеля не пересчитываем, так как уменьшение общей нагрузки на ригель составило 1,1 %.

Площадь продольной нижней арматуры в пролете крайнего ригеля:

$$A_s = \frac{R_b b h_0 \xi}{R_s} = \frac{11,5 \cdot 300 \cdot 625 \cdot 0,3}{355} = 1822 \text{ мм}^2.$$

Принято 2 диаметра 28 с  $A_s = 1232 \text{ мм}^2$  и 2 диаметра 20 с  $A_s = 628 \text{ мм}^2$  с общей площадью  $A_s = 1860 \text{ мм}^2$ .

Сечение на крайней опоре

$$M_{(12),1} = 123,2 \text{ кН}\cdot\text{м}, \quad h_0 = h - a = 700 - 64 = 636 \text{ мм},$$

так как выпуски арматуры из ригеля должны находиться на фиксированной высоте выпусков арматуры из колонны.

$$\alpha_m = \frac{123,2 \cdot 10^6}{11,5 \cdot 300 \cdot 636^2} = 0,087; \quad \xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,087} = 0,0912.$$

Площадь арматуры

$$A_s = \frac{11,5 \cdot 300 \cdot 636 \cdot 0,0912}{355} = 564,2 \text{ мм}^2.$$

Принято 2 диаметра 20 с  $A_s = 628 \text{ мм}^2$ .

Сечение на опоре 2 слева и справа  $M_{(23),1} = 297,56 \text{ кН}\cdot\text{м}$ .

$$\sigma_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{297,56 \cdot 10^6}{11,5 \cdot 300 \cdot 636^2} = 0,213; \quad \xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,213} = 0,243.$$

Площадь арматуры

$$A_s = \frac{11,5 \cdot 300 \cdot 636 \cdot 0,243}{355} = 1500 \text{ мм}^2.$$

Принято 3 диаметра 28 с  $A_s = 1847 \text{ мм}^2$ .

Сечение в среднем пролете

$$M_{12} = 296,16 \text{ кН}\cdot\text{м}, \quad h_0 = h - a = 700 - 60 = 640 \text{ мм}.$$

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{296,16 \cdot 10^6}{11,5 \cdot 300 \cdot 640^2} = 0,21; \quad \xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,21} = 0,238.$$

Площадь арматуры

$$A_s = \frac{11,5 \cdot 300 \cdot 640 \cdot 0,238}{355} = 1479 \text{ мм}^2.$$

Принято 4 диаметра 22 с  $A_s = 1520 \text{ мм}^2$ .

Сечение в среднем пролете на действие отрицательного момента  $M = -57,66 \text{ кН}\cdot\text{м}$ .

$$\alpha_m = \frac{57,66 \cdot 10^6}{11,5 \cdot 300 \cdot 636^2} = 0,041; \quad \xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,041} = 0,042.$$

Площадь арматуры

$$A_s = \frac{11,5 \cdot 300 \cdot 636 \cdot 0,042}{355} = 261 \text{ мм}^2.$$

Принято 2 диаметра 14 с  $A_s = 308 \text{ мм}^2$ .

#### **4.4. Расчет прочности ригеля по сечениям, наклонным к продольной оси**

##### *Проверка прочности по сжатой полосе между наклонными трещинами*

Прочность бетонной полосы проверяем по максимальной перерезывающей силе  $Q_{21\text{max}} = 463,76 \text{ кН}$  по схеме загрузки 1 + 4 и выровненной эпюре моментов. Максимальная поперечная сила на грани опоры:

$$Q = Q_{\text{max}} - q \cdot h_{\text{col}}/2 = 463,76 - 148,65 \cdot 0,4/2 = 434,03 \text{ кН};$$

$$Q_{\text{max}} = 434,03 < 0,3R_b b h_0 = 0,3 \cdot 11,5 \cdot 300 \cdot 546 = 558900 \text{ Н} = 558,9 \text{ кН},$$

т. е. прочность полосы обеспечена.

Минимальный диаметр поперечных стержней из условия свариваемости контактной сваркой с продольными стержнями диаметром 28 мм – 8 мм. Принимаем диаметр поперечных стержней 12 мм А400 с  $R_{\text{sw}} = 285 \text{ МПа}$ . Рабочая высота сечения  $h_0 = 636 \text{ мм}$ . Максимальный шаг поперечных стержней по конструктивным требованиям:

$$s_w = h_0/2 = 636/2 = 318 \text{ мм} \text{ и не более } 300 \text{ мм}.$$

Принимаем шаг  $s_w = 180 \text{ мм}$   $A_s = 113 \text{ мм}^2$ . В каждом ригеле устанавливают пространственный каркас, состоящий из двух плоских, при этом  $A_{\text{sw}} = 2 \cdot 113 = 226 \text{ мм}^2$ .

##### *Проверка прочности наклонных сечений. Крайний ригель*

Поперечные силы  $Q_{12} = 380,76 \text{ кН}$  по схеме загрузки 1+2,  $Q_{21} = 463,76 \text{ кН}$  по схеме загрузки 1+4 и выровненной эпюре мо-

ментов. Каркасы выполняют симметричными, и расчет ведут по максимальной перерезывающей силе на грани опоры  $Q = 463,76$  кН.

Определяют интенсивность хомутов:

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{s_w} = \frac{285 \cdot 226}{180} = 357,7 \text{ Н/мм},$$

проверяют условие  $q_{sw} > 0,25R_{bt} b = 0,25 \cdot 0,9 \cdot 300 = 67,5$  Н/мм. Условие выполняется, следовательно, хомуты полностью учитываются в расчете. Вычисляют  $M_b$ :

$$M_b = 1,5R_{bt} b h_0^2 = 1,5 \cdot 0,9 \cdot 300 \cdot 636^2 = 163,82 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм}.$$

Находят длину проекции невыгоднейшего наклонного сечения  $c$ .

Поскольку  $q_{sw} / R_{bt} b = 357,7 / 0,9 \cdot 300 = 1,33 < 2$ , значение  $c$  определяем по формуле

$$c = \sqrt{\frac{M_b}{q_1}} = \sqrt{\frac{163,82 \cdot 10^6}{94,65}} = 1316 \text{ мм} < 3h_0 = 3 \cdot 636 = 1908 \text{ мм},$$

где  $q_1 = q - 0,5q_v = 148,65 - 0,5 \cdot 108 = 94,65$  кН/м.

Принимаем  $c_0 = 2h_0 = 2 \cdot 636 = 1272$  мм  $< c$ . Тогда

$$Q_b = \frac{M_b}{c} = \frac{163,82 \cdot 10^6}{1316} = 124483 \text{ Н} = 124,483 \text{ кН};$$

$$Q_{sw} = 0,75q_{sw} c_0 = 0,75 \cdot 357,7 \cdot 1272 = 341246 \text{ Н} = 341,246 \text{ кН};$$

$$Q = Q_{\max} - q_1 c = 463,76 - 94,65 \cdot 1,316 = 339,2 \text{ кН};$$

$$Q_b + Q_{sw} = 124,48 + 341,25 = 465,73 > Q = 339,2 \text{ кН}.$$

Прочность наклонных сечений обеспечена. Проверяют требование

$$s_{\max} = \frac{R_{bt} b h_0^2}{Q} = \frac{0,9 \cdot 300 \cdot 636^2}{463760} = 235,5 \text{ мм} > s_w = 180 \text{ мм},$$

принятый шаг хомутов не превышает максимального значения.

В средней части ригеля принимаем шаг поперечных стержней  $s_{w2} = 400$  мм  $< 0,75h_0$ . Таким образом, принятая интенсивность хомутов в пролете равна  $q_{sw2} =$

$$q_{sw2} = \frac{285 \cdot 226}{400} = 161,03 \text{ Н/мм}.$$

Проверяем условие  $q_{sw2} \geq 0,25R_{bt} b = 0,25 \cdot 0,9 \cdot 300 = 67,5$  Н/мм, условие выполняется.

Определяем длину участка  $l_1$  с интенсивностью хомутов  $q_{sw1}$ . Так как

$$\begin{aligned}\Delta q_{sw} &= 0,75(q_{sw1} - q_{sw2}) = 0,75(357,7 - 161,03) = \\ &= 147,5 \text{ Н/мм} > q_1 = 94,65 \text{ Н/мм},\end{aligned}$$

значение  $l_1$  вычислим, приняв

$$\begin{aligned}Q_{b,\min} &= 0,5R_{bt}bh_0 = 0,5 \cdot 0,9 \cdot 300 \cdot 636 = 84375 \text{ Н}; \\ l_1 &= \frac{Q_{\max} - (Q_{b,\min} + 1,5q_{sw2}h_0)}{q_1} - 2h_0 = \\ &= \frac{463760 - (84375 + 1,5 \cdot 161,03 \cdot 636)}{94,65} - 2 \cdot 636 = 1113 \text{ мм}.\end{aligned}$$

Принимаем длину участка с шагом хомутов  $s_{w1} = 180$  мм, равной 1,26 м.

В среднем ригеле поперечная сила  $Q_{23} = 437,59$  кН по схеме загрузки 1+4 и выровненной эпюре моментов практически равна расчетной поперечной силе в крайнем пролете. Не пересчитывая, во втором пролете принимают такой же шаг поперечной арматуры.

#### 4.5. Конструирование арматуры крайнего ригеля

##### *Армирование опорных зон с применением дополнительных каркасов*

Стык ригеля с колонной выполняют на ванной сварке выпусков верхних надопорных стержней и сварке закладных деталей ригеля и опорной консоли колонны. Ригель армируют двумя плоскими каркасами, объединенными в пространственный. Диаметр двух верхних конструктивных продольных стержней пространственного каркаса принимают равным 14 мм. Для стыка ригелей с крайней колонной требуются два стержня диаметром 20 мм, для стыка ригелей со средней колонной – три стержня диаметром 28 мм.

Следовательно, в верхней зоне необходимы два дополнительных верхних плоских каркаса. Один с двумя стержнями диаметром 20 мм – слева и один плоский каркас с тремя стержнями 28 мм – справа.

Вычислим несущую способность сечения с двумя опорными стержнями 20 мм с  $A_s = 628 \text{ мм}^2$ .

Высота сжатой зоны бетона в расчетном сечении:

$$x = \frac{R_s A_s}{R_b b} = \frac{355 \cdot 628}{11,5 \cdot 300} = 64,62 \text{ мм}.$$

Несущая способность сечения:

$$M = R_b b x (h_0 - 0,5x) = 11,5 \cdot 300 \cdot 64,62 \cdot (636 - 0,5 \cdot 64,62) = 134,59 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Определим длину каркаса с двумя стержнями диаметром 20 мм. Для этого установим несущую способность опорного сечения с двумя диаметрами 14 мм с  $A_s = 308 \text{ мм}^2$ .

Высота сжатой зоны бетона в расчетном сечении:

$$x = \frac{R_s A_s}{R_b b} = \frac{355 \cdot 308}{11,5 \cdot 300} = 31,7 \text{ мм}.$$

Несущая способность сечения:

$$M = R_b b x (h_0 - 0,5x) = 11,5 \cdot 300 \cdot 31,7 \cdot (636 - 0,5 \cdot 31,7) = 67,82 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Место теоретического обрыва двух опорных стержней диаметром 20 мм у крайней колонны и трех опорных стержней диаметром 28 мм у средней колонны от оси крайней колонны определяем аналитическим методом по загрузению 1+4 и выровненной эпюре моментов:  $M_{12} = 197,72 \text{ кН}\cdot\text{м}$ ;  $M_{21} = -387,23 \text{ кН}\cdot\text{м}$ ;  $Q_{12} = 398,4 \text{ кН}$ ;  $Q_{21} = -463,76 \text{ кН}$ ;  $q = 148,65 \text{ кН/м}$ . Изгибающий момент в месте теоретического обрыва стержней  $M_x = -67,82 \text{ кН}\cdot\text{м}$  на расстоянии  $x$  от левой опоры.

$$M_x = Q_1 x - qx^2/2 - M_{12} = -67,82 = 398,4 \cdot x - 148,65 \cdot x^2/2 - 197,22;$$

$$x^2 = 5,36 \cdot x + 1,748 = 0; \quad x_1 = 5,01 \text{ м}; \quad x_2 = 0,35 \text{ м}.$$

Стыковые стержни диаметром 20 мм заводят за точку теоретического обрыва на длину анкерки  $W = (Q/2q_{sw}) + 5d$ . Длина анкерки двух стыковочных стержней при перерезывающей силе в рассматриваемом сечении:

$$Q_x = Q_{12} - qx = 398,4 - 148,65 \cdot 0,35 = 346,4 \text{ кН};$$

$$W_1 = \frac{346,4 \cdot 10^3}{2 \cdot 357,7} + 5 \cdot 20 = 584 \text{ мм}.$$

Расстояние от оси крайней колонны до места обрыва двух стыковых стержней диаметром 20 мм:

$$l_1 = 0,35 + 0,584 = 0,93 \text{ м}.$$

Длина анкерки трех стыковочных стержней у средней опоры при перерезывающей силе в рассматриваемом сечении:

$$Q_x = Q_{12} - qx = 398,4 - 148,65 \cdot 5,01 = -346,4 \text{ кН};$$

$$W_2 = \frac{346,4 \cdot 10^3}{2 \cdot 357,7} + 5 \cdot 28 = 624 \text{ мм.}$$

Расстояние от оси крайней колонны до места обрыва трех стыковых стержней диаметром 28 мм:

$$l_2 = 5,01 - 0,624 = 4,386 \text{ м.}$$

Определяем несущую способность опорного сечения с тремя верхними стыковыми стержнями диаметром 28 мм с  $A_s = 1847 \text{ мм}^2$ .

Высота сжатой зоны бетона в расчетном сечении:

$$x = \frac{R_s A_s}{R_b b} = \frac{355 \cdot 1847}{11,5 \cdot 300} = 190 \text{ мм.}$$

Несущая способность сечения:

$$M = R_b b x (h_0 - 0,5x) = 11,5 \cdot 300 \cdot 190 \cdot (636 - 0,5 \cdot 190) = 354,63 \text{ кН}\cdot\text{м},$$

что больше момента на грани колонны  $M = 297,56 \text{ кН}\cdot\text{м}$ .

По результатам конструирования ригеля строим эпюру материалов (рис. 4.3).

В нижней зоне обоих ригелей расположено по четыре стержня, два из которых не доводят до опор, а обрывают в пролете в соответствии с эпюрой изгибающих моментов. Устанавливаем фактическую несущую способность сечения крайнего ригеля с нижней рабочей арматурой 2 диаметра 28 мм и 2 диаметра 20 мм. Фактическую рабочую высоту сечения определяем из рис. 4.4:

$$h_0 = 700 - 62 = 638 \text{ мм}; A_s = 1860 \text{ мм}^2.$$

Высота сжатой зоны бетона в расчетном сечении:

$$x = \frac{R_s A_s}{R_b b} = \frac{355 \cdot 1860}{11,5 \cdot 300} = 191,39 \text{ мм.}$$

Несущая способность сечения:

$$M = R_b b x (h_0 - 0,5x) = 11,5 \cdot 300 \cdot 191,39 \cdot (638 - 0,5 \cdot 191,39) = 358,08 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

Два стержня диаметром 20 мм обрываем в пролете и определяем фактическую несущую способность сечения с нижней рабочей арматурой 2 диаметра 28 мм. Фактическую рабочую высоту сечения определяем из рис. 4.4:

$$h_0 = 700 - 44 = 656 \text{ мм}; A_s = 1232 \text{ мм}^2.$$

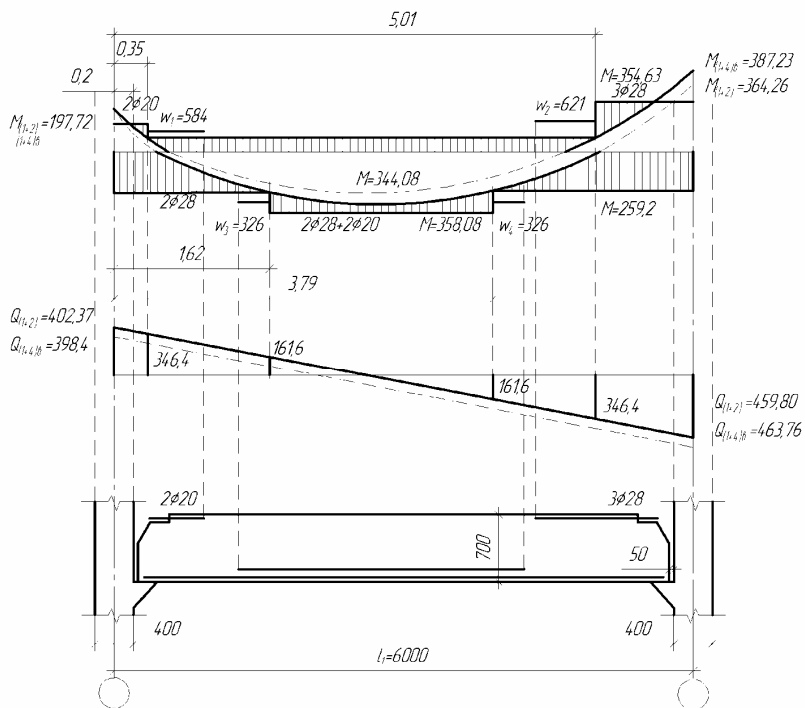


Рис. 4.3. Эпюра материалов ригеля первого пролета

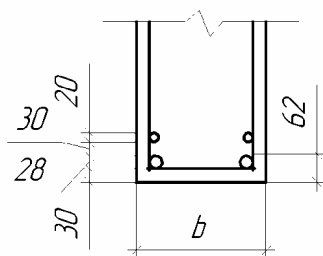


Рис. 4.4. Схема расположения нижней арматуры

Высота сжатой зоны бетона в расчетном сечении:

$$x = \frac{R_s A_s}{R_b b} = \frac{355 \cdot 1232}{11,5 \cdot 300} = 126,77 \text{ мм.}$$

Несущая способность сечения:

$$M = R_b b x (h_0 - 0,5x) = 11,5 \cdot 300 \cdot 126,77 \cdot (656 - 0,5 \cdot 126,77) = 259,185 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

Места теоретического обрыва стержня находим аналитическим методом (рис. 4.3) по загрузению 1+2:

$$M_{12} = -197,72 \text{ кН}\cdot\text{м}; \quad M_{21} = -364,26 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$Q_{12} = 402,37 \text{ кН}; \quad Q_{21} = -459,8 \text{ кН}; \quad q = 148,65 \text{ кН/м.}$$

Изгибающий момент в местах теоретического обрыва стержня

$$M_x = 259,18 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

$$M_x = Q_1 x - qx^2/2 - M_{12} = 259,18 = 402,37 \cdot x - 148,65 \cdot x^2/2 - 197,72;$$

$$x^2 - 5,41 \cdot x + 6,14 = 0; \quad x_1 = 3,79 \text{ м}; \quad x_2 = 1,62 \text{ м.}$$

Место теоретического обрыва стержня находится на расстоянии 1,92 и 3,21 м от оси крайней колонны.

Длина анкеровки стержня со стороны крайней колонны при перерезывающей силе в рассматриваемом сечении:

$$Q_{x2} = Q_{12} - qx = 402,37 - 148,65 \cdot 1,62 = 161,60 \text{ кН};$$

$$W_3 = \frac{161,6 \cdot 10^3}{2 \cdot 357,7} + 5 \cdot 20 = 326 \text{ мм.}$$

Длина анкеровки стержня со стороны средней колонны при перерезывающей силе в рассматриваемом сечении:

$$Q_{x2} = Q_{12} - qx = 402,37 - 148,65 \cdot 3,79 = -161,6 \text{ кН};$$

$$W_4 = \frac{161,6 \cdot 10^3}{2 \cdot 357,7} + 5 \cdot 20 = 326 \text{ мм.}$$

Сечение фактического обрыва стержней находится на расстоянии  $l_3 = 1,62 - 0,33 = 1,29$  м и  $l_4 = 3,79 + 0,33 = 4,12$  м от оси крайней колонны.

Конструктивная длина ригеля крайнего пролета при нулевой привязке колонн крайнего ряда с учетом зазоров между колонной и ригелем, равных 50 мм, будет составлять



$$L = l_1 - 1,5h_{col} - 2a - 20 \text{ мм} =$$

$$= 6000 - 1,5 \cdot 400 - 2 \cdot 50 - 20 = 5280 \text{ мм},$$

где  $l_1$  – расстояние между координационными осями крайнего и внутреннего ряда колонн;  $h_{col}$  – высота сечения колонн;  $a$  – номинальная величина зазора между ригелем и колонной, равная 50 мм; 20 мм – дополнительный зазор, обеспечивающий удобство монтажа.

Конструктивная длина каркасов принимается на 10–15 мм меньше конструктивной длины ригеля для удобства установки их в форму. Минимальная величина защитного слоя бетона и минимальное расстояние между продольными стержнями принимается в соответствии с указаниями главы 5 [2].

Конструирование ригеля среднего пролета выполняют аналогичным методом.

#### **4.6. Конструкция типового ригеля**

На рис. 4.5–4.13 приведены примеры конструирования и армирования типового ригеля таврового сечения с полкой внизу серии 1.420-35 «Конструкции многоэтажных производственных зданий с сетками колонн 6×6 и 9×6 м». Ригель прямоугольного сечения конструируется аналогичным образом, за исключением армирования нижней полки, которая отсутствует. Обозначения сечений и каркасов взяты из типовой серии.

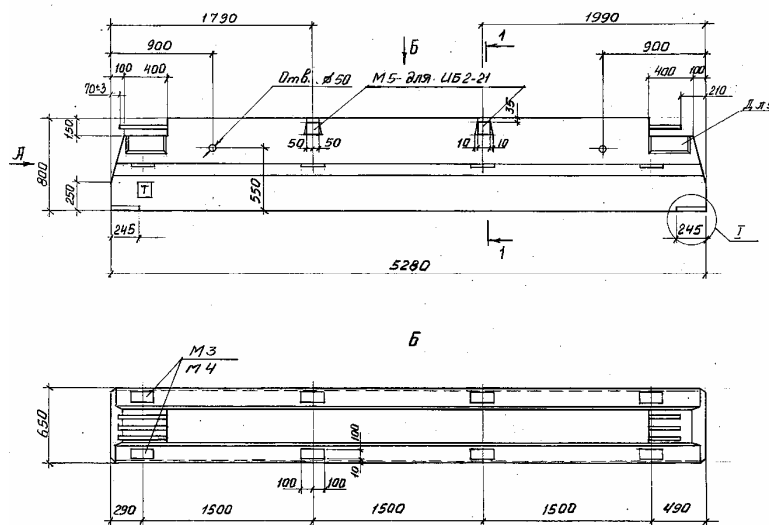


Рис. 4.5. Опалубочные размеры ригеля серии 1.420-35

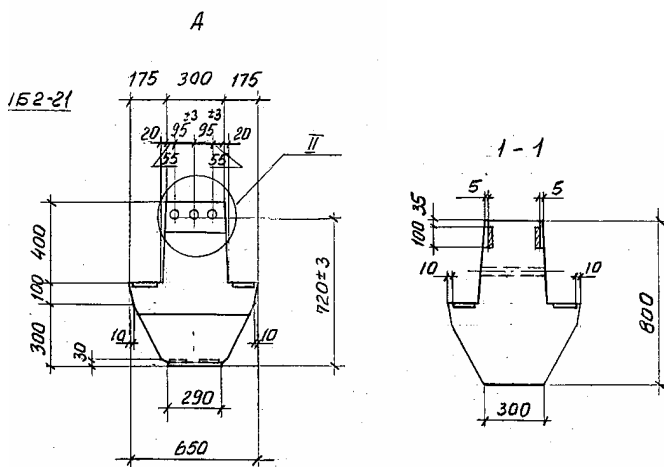


Рис. 4.6. Опалубочные размеры поперечного сечения ригеля серии 1.420-35

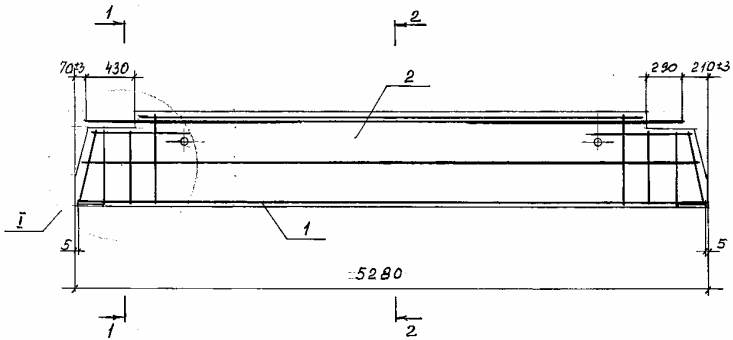


Рис. 4.7. Армирование ригеля: 1 – нижняя рабочая арматура ригеля; 2 – пространственный каркас ригеля

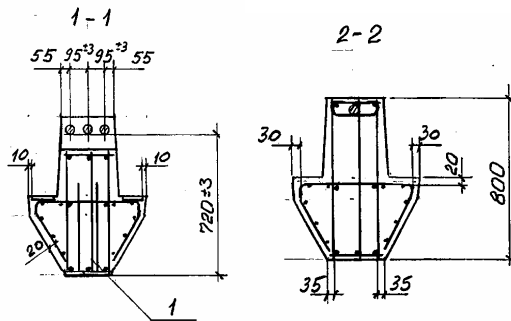


Рис. 4.8. Опорное и пролетное сечения ригеля: 1 – плоский каркас пространственного каркаса

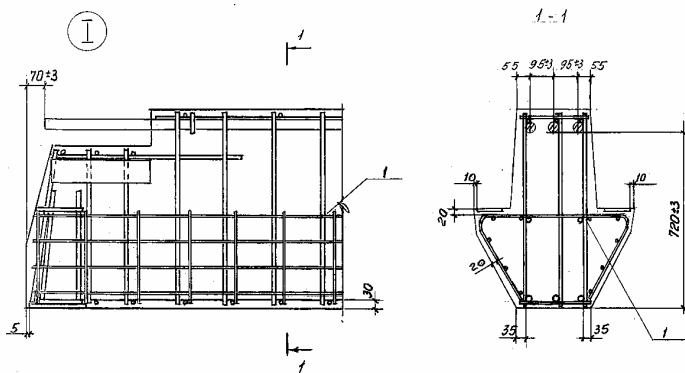


Рис. 4.9. Армирование концевого участка ригеля: 1 – пространственный каркас

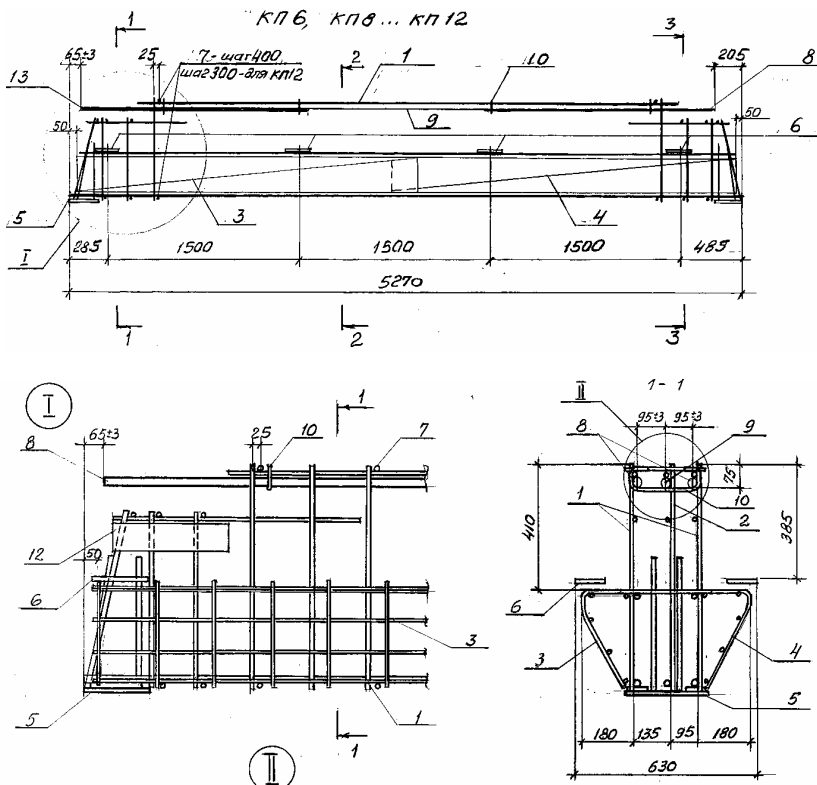


Рис. 4.10. Пространственный каркас ригеля: 1, 2 – плоские каркасы с нижней продольной и поперечной арматурой; 3, 4 – гнутые сетки армирования полки; 5 – опорная закладная деталь с анкерными стержнями; 6 – закладная деталь для плит покрытий; 7 – соединительные стержни пространственного каркаса; 8, 9 – стыковые стержни дополнительного плоского каркаса; 10 – поперечные стержни дополнительного каркаса, с помощью которых он крепится к пространственному каркасу; 11 – поперечные стержни опорной зоны (см. рис. 4.11); 12 – закладная деталь для крепления дополнительных хомутов стыковой зоны; 13 – стыковой плоский каркас

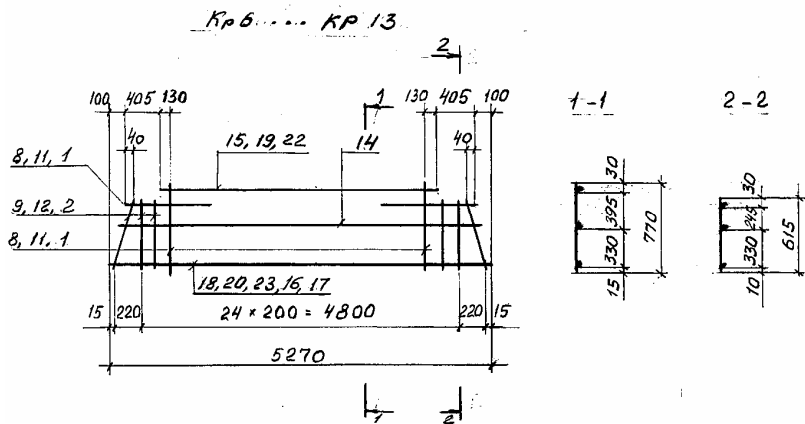


Рис. 4.11. Плоский каркас ригеля

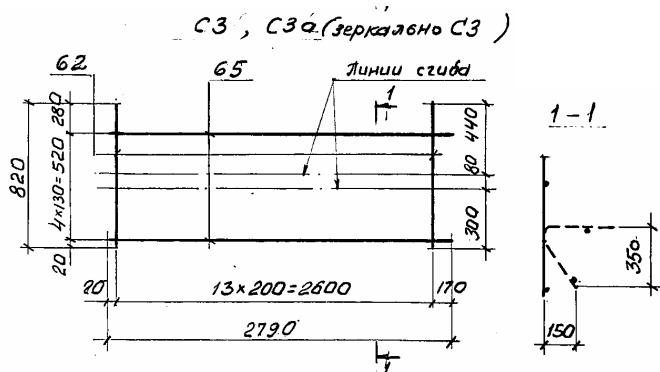


Рис. 4.12. Арматурные сетки полки ригеля

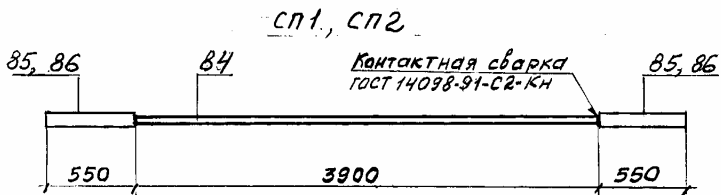


Рис. 4.13. Составной стержень ригеля

## 5. ПРОЕКТИРОВАНИЕ РЕБРИСТОГО МОНОЛИТНОГО ПЕРЕКРЫТИЯ С БАЛОЧНЫМИ ПЛИТАМИ

---

---

### 5.1. Компонировка конструктивной схемы ребристого монолитного перекрытия с балочными плитами

Ребристое монолитное перекрытие с балочными плитами состоит из плиты, работающей по короткому направлению, второстепенных и главных балок. Все элементы перекрытия монолитно связаны и выполняются из бетона класса В15. Сетка координационных осей  $l_1 \times l_2 = 6 \times 6$  м. Главные балки располагают в поперечном направлении здания и опирают на продольные стены толщиной 510 мм с пилластрами сечением 130×510 мм. Привязка внутренней грани стены толщиной 510 мм к продольным и поперечным осям – 120 мм.

Высота главных балок составляет  $(1/8...1/15)l_1$ , второстепенных –  $(1/12...1/20)l_2$ . Принимаем высоту главных балок  $l_1/10 = 6000/10 = 600$  мм, второстепенных  $l_2/12 = 6000/12 = 500$  мм, ширину балок – 300 и 250 мм соответственно.

Второстепенные балки располагаем с шагом  $l_1/3 = 2$  м вдоль здания по продольным координационным осям и между ними еще две балки. Толщину плиты принимаем 80 мм (рис. 5.1).

### 5.2. Расчет монолитной плиты перекрытия

#### *Расчетная схема и усилия в плите*

Для расчета плиты из состава покрытия поперек второстепенных балок вырезаем полосу шириной 1 м. Расчетная схема плиты – многопролетная неразрезная балка. Расчетный пролет плиты равен расстоянию в свету между второстепенными балками  $l_0 = 2,0 - 0,25 = 1,75$  м, для крайнего пролета от центра площадки опирания на стену до второстепенной балки  $l_0 = 2,0 - 0,25/2 - 0,12/2 = 1,815$  м (рис. 5.2).

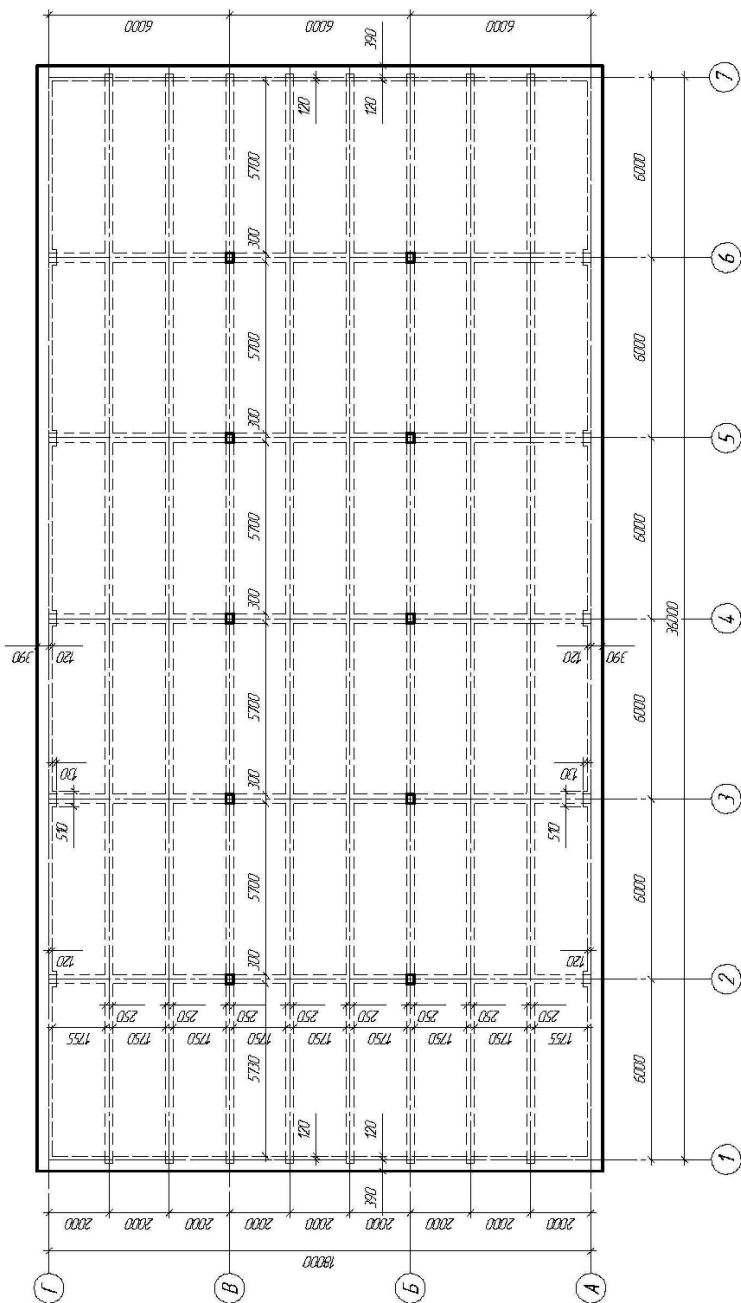


Рис. 5.1. План монолитного ребристого перекрытия с балочными плитами

Нагрузки на плиту подсчитываем в табличной форме (табл. 4).

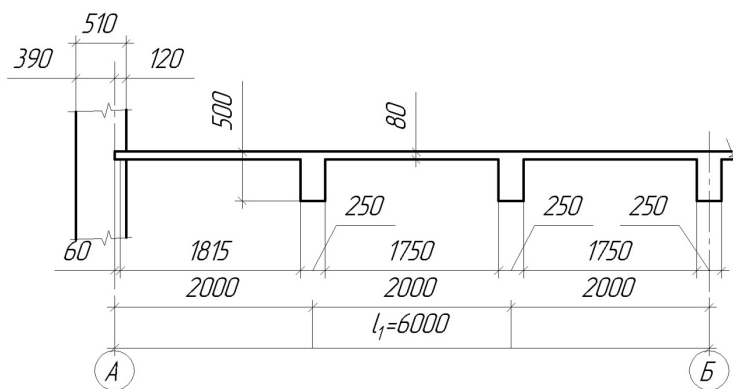


Рис. 5.2. Расчетный пролет плиты

Таблица 4

Нормативные и расчетные нагрузки на 1 м<sup>2</sup> перекрытия

№ п/п	Вид нагрузки	Нормативные нагрузки, кН/м <sup>2</sup>	Коэффициент надёжности по нагрузке	Расчетные нагрузки, кН/м <sup>2</sup>
Постоянные				
1.	Собственный вес плиты $25 \times 0,08 \times 1 = 2,0$	2,0	1,2	2,4
2.	Конструкция пола			
	керамическая плитка на цементно-песчаном растворе $\delta = 20$ мм $18 \times 0,02 \times 1 = 0,36$	0,36	1,3	0,468
	армированная цементно-песчаная стяжка $\delta = 35$ мм $20 \times 0,035 \times 1 = 0,70$	0,70	1,3	0,91
	песчаная засыпка $\delta = 70$ мм $17 \times 0,07 \times 1 = 1,19$	1,19	1,3	1,547
	Итого постоянная	4,25		5,325
3.	Временная нагрузка	15	1,2	18
4.	Полная	19,25		23,325



Расчетная погонная нагрузка на расчетную полосу плиты шириной 1 м:

$$q = (g + v) \cdot 1 \cdot \gamma_n = 23,325 \cdot 1,0 = 23,325 \text{ кН/м.}$$

Изгибающие моменты определяют как для многопролетной неразрезной балки с учетом перераспределения моментов:

– в средних пролетах и на средних опорах

$$M = ql^2/16 = 23,325 \cdot 1,75^2/16 = 4,466 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

– в первом пролете и на первой промежуточной опоре

$$M = ql^2/11 = 23,325 \cdot 1,815^2/11 = 6,985 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

При отношении  $h/l \geq 1/30$  в плитах, окаймленных по всему контуру монолитно связанными балками, под влиянием возникающих распоров изгибающие моменты уменьшают на 20 %. Отношение  $h/l = 80/1750 = 1/22 > 1/30$ , следовательно, влияние распора учитывается. Величина изгибающих моментов в плитах, окаймленных по всему контуру монолитно связанными балками, составит  $M_1 = 0,8 \cdot 4,466 = 3,573 \text{ кН}\cdot\text{м.}$

#### ***Расчет плиты по первой группе предельных состояний.***

##### ***Характеристики прочности бетона и арматуры***

Бетон тяжелый класса В15; расчетное сопротивление бетона на сжатие  $R_b = 8,5 \text{ МПа}$ . Арматура сеток – проволока класса В500,  $R_s = 415 \text{ МПа}$ .

##### ***Подбор сечения продольной арматуры в средних пролетах и на средних опорах плиты между осями «1» и «2»***

Рабочая высота сечения  $h_0 = h - a = 80 - 15 = 65 \text{ мм}$ .

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{4,466 \cdot 10^6}{8,5 \cdot 1000 \cdot 65^2} = 0,1244;$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,1244} = 0,133;$$

$$A_s = \frac{R_b b h_0 \xi}{R_s} = \frac{8,5 \cdot 1000 \cdot 65 \cdot 0,133}{415} = 177,35 \text{ мм}^2.$$

Принимают 10 диаметров 5В500 с  $A_s = 196 \text{ мм}^2$  и соответствующую рулонную сетку марки  $\frac{5В500 - 100}{4В500 - 200} 2960 \times L \frac{55}{20}$ .

Так как плита армируется рулонными сетками, то эта сетка является основной на всю ширину здания. В первом пролете и на первой промежуточной опоре раскатывают дополнительную сетку, которая рассчитывается на изгибающий момент  $M = 6,985 - 4,466 = 2,52$  кН·м. Рабочая высота сечения  $h_0 = h - a = 80 - 15 = 65$  мм.

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{2,52 \cdot 10^6}{8,5 \cdot 1000 \cdot 65^2} = 0,07;$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,07} = 0,0728;$$

$$A_s = \frac{R_b b h_0 \xi}{R_s} = \frac{8,5 \cdot 1000 \cdot 65 \cdot 0,0728}{415} = 96,95 \text{ мм}^2.$$

Принимают 10 диаметров 4B500 с  $A_s = 126 \text{ мм}^2$  и соответствующую дополнительную рулонную сетку марки  $\frac{4B500 - 100}{3B500 - 200} 2960 \times L \frac{55}{20}$ . Между главными балками на всю ширину здания раскатывают две основные сетки и по две дополнительные сетки с каждого края (рис. 5.3).

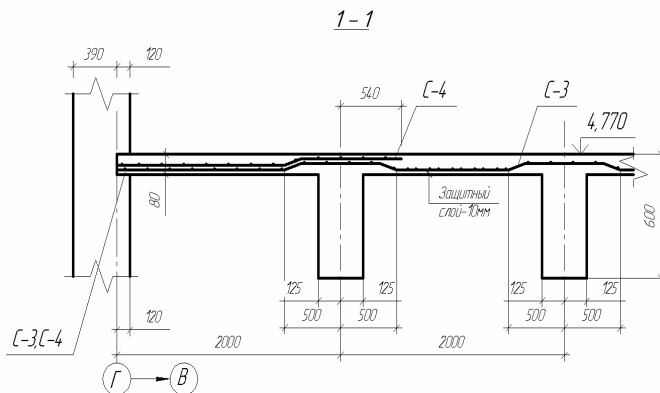


Рис. 5.3. Схема армирования плиты рулонными сетками

**Подбор сечения продольной арматуры в средних пролетах и на средних опорах в плитах, окаймленных по контуру балками**

Рабочая высота сечения  $h_0 = h - a = 80 - 15 = 65$  мм.

$$\alpha_m = \frac{M_1}{R_b b h_0^2} = \frac{3,573 \cdot 10^6}{8,5 \cdot 1000 \cdot 65^2} = 0,0995;$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,0995} = 0,105;$$

$$A_s = \frac{R_b b h_0 \xi}{R_s} = \frac{8,5 \cdot 1000 \cdot 65 \cdot 0,105}{415} = 139,8 \text{ мм}^2.$$

Принимают 8 диаметров 5B500 с  $A_s = 157,1 \text{ мм}^2$  и соответствующую рулонную сетку марки  $\frac{5B500 - 125}{4B500 - 200} 2960 \times L \frac{55}{20}$ .

Эта сетка является основной на всю ширину здания. В первом пролете и на первой промежуточной опоре раскатывают дополнительную сетку, которая рассчитывается на изгибающий момент  $M = 6,985 - 3,573 = 3,412$  кН·м.

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{3,412 \cdot 10^6}{8,5 \cdot 1000 \cdot 65^2} = 0,095;$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,095} = 0,1;$$

$$A_s = \frac{R_b b h_0 \xi}{R_s} = \frac{8,5 \cdot 1000 \cdot 65 \cdot 0,1}{415} = 133,1 \text{ мм}^2.$$

Принимают 7 диаметров 5B500 с  $A_s = 137,5 \text{ мм}^2$  и соответствующую дополнительную рулонную сетку марки  $\frac{5B500 - 150}{3B500 - 200} 2960 \times L \frac{55}{20}$ .  
Сетки раскатывают так же, как и в крайних пролетах.

### 5.3. Расчет второстепенной неразрезной балки

**Расчетная схема и усилия в балке**

Расчетные нагрузки на 1 п. м второстепенной балки:  
*постоянная*

– от собственного веса плиты и пола

$$q_1 = g(l_1/3)\gamma_n = 5,325 \cdot 6,0/3 \cdot 1,0 = 10,65 \text{ кН/м};$$

– то же от ребра сечением  $0,25 \cdot 0,42(0,5 - 0,08 = 0,42)$ ;

$$q_2 = b h \rho \gamma_f \gamma_n = 0,25 \cdot 0,42 \cdot 25 \cdot 1,2 \cdot 1,0 = 3,15 \text{ кН/м};$$

*полная постоянная нагрузка*

$$q_g = q_1 + q_2 = 10,65 + 3,15 = 13,8 \text{ кН/м};$$

*временная нагрузка*

$$q_v = v(l_1/3)\gamma_n = 18 \cdot 6/3 \cdot 1,0 = 36,0 \text{ кН/м};$$

*полная расчетная нагрузка*

$$q = q_g + q_v = 13,8 + 36,0 = 49,8 \text{ кН/м}.$$

Расчетная схема второстепенной балки – неразрезная многопролетная балка. Расчётный пролёт второстепенных балок принимают равным расстоянию в свету между главными балками  $l_0 = 6,0 - 0,3 = 5,7$  м, а при опирании на наружные стены – расстоянию от центра площадки опирания на стену до грани главной балки  $l_{01} = 6,0 - 0,30/2 = 5,85$  м (рис. 5.4).

Изгибающие моменты определяют как для многопролетной балки методом предельного равновесия с учетом перераспределения усилий.

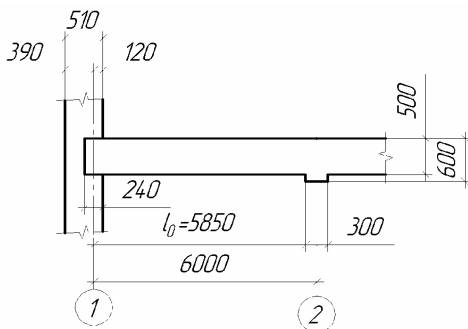


Рис. 5.4. Расчетный пролет крайней второстепенной балки

Изгибающий момент в первом пролете:

$$M = ql_{01}^2/11 = 49,8 \cdot 5,85^2/11 = 154,93 \text{ кН·м}.$$

Изгибающий момент на первой промежуточной опоре:

$$M = q[(l_{01} + l_{02})/2]^2/14 = 49,8 \cdot [(5,85 + 5,7)/2]^2/14 = 118,64 \text{ кН·м}.$$

Изгибающий момент в средних пролетах и на средних промежуточных опорах:

$$M = ql_0^2/16 = 49,8 \cdot 5,7^2/16 = 101,13 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

Отрицательные моменты в средних пролетах определяют по огибающей эпюре моментов. Огибающая эпюра моментов строится для двух схем загрузки: полная нагрузка  $q$  в нечетных пролетах и условная нагрузка  $q_g + 0,25q_v$  в четных пролетах; полная нагрузка  $q$  в четных пролетах и условная нагрузка  $q_g + 0,25q_v$  в нечетных пролетах.

Условная нагрузка

$$q_y = 13,8 + 0,25 \cdot 36,0 = 22,8 \text{ кН/м.}$$

Изгибающий момент от условной нагрузки в первом пролете:

$$M = q_y l_{01}^2/11 = 22,8 \cdot 5,85^2/11 = 70,94 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

Изгибающий момент от условной нагрузки в средних пролетах:

$$M = q_y l_0^2/16 = 22,8 \cdot 5,7^2/16 = 46,3 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

Отрицательный изгибающий момент во втором пролете:

$$M = -(118,64 + 101,13)/2 + 46,3 = -63,6 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

Отрицательные изгибающие моменты в следующих пролетах:

$$M = -101,13 + 46,3 = -54,83 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

Огибающая эпюра изгибающих моментов во второстепенной балке представлена на рис. 5.5.

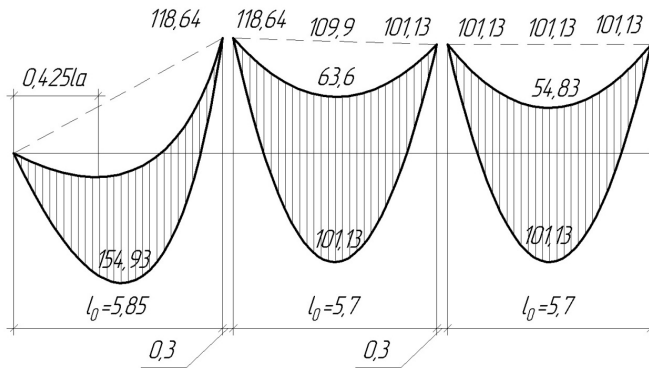


Рис. 5.5. Огибающая эпюра изгибающих моментов во второстепенной балке

Поперечные силы во второстепенной балке:

– на крайней опоре

$$Q_1 = 0,4ql_{01} = 0,4 \cdot 49,8 \cdot 5,85 = 116,53 \text{ кН};$$

– на первой промежуточной опоре слева

$$Q_{2,\text{лев}} = 0,6ql_{01} = 0,6 \cdot 49,8 \cdot 5,85 = 174,8 \text{ кН};$$

– на первой промежуточной опоре справа и других опорах

$$Q_{2,\text{прав}} = 0,5ql_{01} = 0,5 \cdot 49,8 \cdot 5,7 = 141,93 \text{ кН}.$$

***Расчет второстепенной балки по первой группе предельных состояний. Характеристики прочности бетона и арматуры***

Бетон тяжелый класса В15; расчетное сопротивление бетона на сжатие  $R_b = 8,5$  МПа. Арматура продольная класса А400,  $R_s = 355$  МПа, поперечная А400,  $R_{sw} = 285$  МПа.

***Проверка высоты сечения балки***

Высоту сечения балки проверяют по опорному моменту  $M = 118,64$  кН·м при  $\xi = 0,35$ , поскольку он определен с учетом образования пластического шарнира.

$$h_0 = \sqrt{\frac{M}{0,289R_b b}} = \sqrt{\frac{118,64 \cdot 10^6}{0,289 \cdot 8,5 \cdot 250}} = 439,5 \text{ мм}.$$

Минимальная высота балки  $h = h_0 + a = 439,5 + 50 = 489,5$  мм. Принятая высота балки 500 мм достаточная. Рабочая высота балки в опорном сечении  $h_0 = 500 - 50 = 450$  мм.

***Расчет прочности по сечениям, нормальным к продольной оси***

В пролетах сечение второстепенной балки тавровое – полка в сжатой зоне. Расчетная ширина свеса полки в каждую сторону от ребра должна быть не более половины расстояния в свету между второстепенными балками и не более  $1/6$  рассчитываемого пролета. В элементах с полкой толщиной  $h'_f < 0,1h$  без поперечных ребер вводимая ширина каждого свеса не должна превышать  $6h'_f$ . В нашем случае при  $h'_f = 80 > 0,1h = 0,1 \cdot 500$  величина свесов, вводимых в расчет, в каждую сторону должна быть не более  $(2000 - 250)/2 = 875$  мм и не более  $l_2/6 = 6000/6 = 1000$  мм и, следовательно, полная ширина полки, вводимая в расчет, равна  $b'_f = 2000$  мм.

Сечение в первом пролете:

$$M = 154,93 \text{ кН}\cdot\text{м}, h_0 = 500 - 40 = 460 \text{ мм.}$$

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b'_f h_0^2} = \frac{154,93 \cdot 10^6}{8,5 \cdot 2000 \cdot 460^2} = 0,0431;$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,0431} = 0,0441.$$

Высота сжатой зоны бетона

$$x = \xi h_0 = 0,0441 \cdot 460 = 20,3 < h'_f = 80 \text{ мм,}$$

следовательно, нижняя граница сжатой зоны проходит в полке, и сечение рассчитывается как прямоугольное:

$$A_s = \frac{R_b b'_f h_0 \xi}{R_s} = \frac{8,5 \cdot 2000 \cdot 460 \cdot 0,0441}{355} = 971,44 \text{ мм}^2.$$

Принимаем 2 диаметра 25 А400 с  $A_s = 982 \text{ мм}^2$ .

Сечение в средних пролетах:  $M = 101,13 \text{ кН}\cdot\text{м}, h_0 = 460 \text{ мм.}$

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b'_f h_0^2} = \frac{101,13 \cdot 10^6}{8,5 \cdot 2000 \cdot 460^2} = 0,0281;$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,0281} = 0,0285.$$

Высота сжатой зоны бетона

$$x = \xi h_0 = 0,0285 \cdot 460 = 13,1 < h'_f = 80 \text{ мм.}$$

$$A_s = \frac{R_b b'_f h_0 \xi}{R_s} = \frac{8,5 \cdot 2000 \cdot 460 \cdot 0,0285}{355} = 627,80 \text{ мм}^2.$$

Принимаем 2 диаметра 20 А400 с  $A_s = 628 \text{ мм}^2$ .

На отрицательный момент в пролете сечение работает как прямоугольное, так как полка находится в растянутой зоне,  $h_0 = 500 - 50 = 450 \text{ мм.}$

Сечение во втором пролете:  $M = -63,6 \text{ кН}\cdot\text{м.}$

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{63,6 \cdot 10^6}{8,5 \cdot 250 \cdot 450^2} = 0,148;$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,148} = 0,161;$$

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{54,83 \cdot 10^6}{8,5 \cdot 250 \cdot 450^2} = 0,127$$

Принимаем 2 диаметра 18 А400 с  $A_s = 509 \text{ мм}^2$ .

Сечение в третьем пролете:  $M = -54,83 \text{ кН}\cdot\text{м}$ .

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{54,83 \cdot 10^6}{8,5 \cdot 250 \cdot 450^2} = 0,127;$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,127} = 0,137;$$

$$A_s = \frac{R_b b h_0 \xi}{R_s} = \frac{8,5 \cdot 250 \cdot 450 \cdot 0,137}{355} = 369 \text{ мм}^2.$$

Принимаем 2 диаметра 16 А400 с  $A_s = 402 \text{ мм}^2$ .

Сечение на первой промежуточной опоре:  $M = -118,64 \text{ кН}\cdot\text{м}$ ,  $h_0 = 500 - 50 = 450 \text{ мм}$ . Опорное сечение армируют двумя сетками с поперечными рабочими стержнями в соответствии с рис. 5.6, которые раскатывают по главным балкам. Ширина сеток  $(0,33 + 0,25)l_2 = 0,58 \cdot 6 = 3,48 \text{ м}$ . Арматуру сеток рассчитываем на изгибающий момент  $M = -118,64/2 = -59,32 \text{ кН}\cdot\text{м}$ .

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{59,32 \cdot 10^6}{8,5 \cdot 250 \cdot 450^2} = 0,138;$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,138} = 0,149;$$

$$A_s = \frac{R_b b h_0 \xi}{R_s} = \frac{8,5 \cdot 250 \cdot 450 \cdot 0,149}{355} = 401,21 \text{ мм}^2.$$

Принимаем 10 диаметров 8 А400 с  $A_s = 503 \text{ мм}^2$  и две соответствующие сетки  $\frac{5B500 - 300}{8A400 - 200} 3500 \times 18000 \frac{20}{100}$ .

Сечение на промежуточных опорах:

$$M = 101,13 \text{ кН}\cdot\text{м}, \quad h_0 = 500 - 50 = 450 \text{ мм}.$$

Расчетный момент на одну сетку  $M = -101,13/2 = -50,565 \text{ кН}\cdot\text{м}$ .

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{50,565 \cdot 10^6}{8,5 \cdot 250 \cdot 450^2} = 0,1175;$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,1175} = 0,1254;$$

$$A_s = \frac{R_b b h_0 \xi}{R_s} = \frac{8,5 \cdot 250 \cdot 450 \cdot 0,1254}{355} = 337,7 \text{ мм}^2.$$

Принимаем 7 диаметров 8 А400 с  $A_s = 352 \text{ мм}^2$  и две соответствующие сетки  $\frac{5B500 - 300}{8A400 - 300} 3500 \times 18000 \frac{20}{100}$ .



Армирование опорных зон второстепенных балок представлено на рис. 5.6. Раскладка сеток армирования плиты и опорных сеток второстепенной балки показана на рис. 5.7.

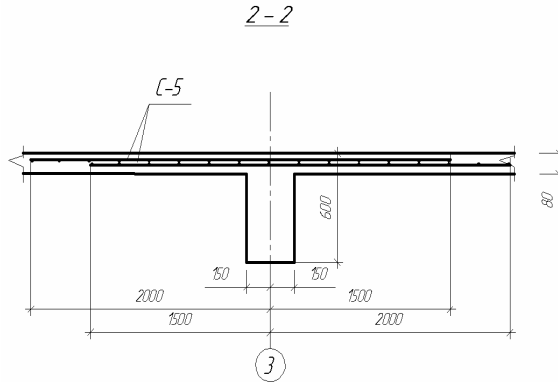


Рис. 5.6. Армирование опорных зон второстепенной балки сварными сетками (арматура балок условно не показана)

***Расчет прочности по сечениям,  
наклонным к продольной оси***

Проверка по сжатой наклонной полосе  $Q = 174,8$  кН.

$$Q_{\max} = 174,8 \leq 0,3R_b b h_0 = 0,3 \cdot 8,5 \cdot 250 \cdot 450 = 286875 \text{ Н} = 286,88 \text{ кН.}$$

Прочность наклонной полосы обеспечена.

Диаметр поперечных стержней назначают из условия свариваемости с продольными стержнями  $d = 25$  мм и принимают  $d_{sw} = 8$  мм класса А240. Шаг поперечных стержней для всех приопорных участков по конструктивным условиям не более

$$s_w = h_0 / 2 = 450 / 2 = 225 \text{ мм.}$$

Принимаем шаг  $s_w = 150$  мм,  $A_s = 50,3$  мм<sup>2</sup>. В каждой второстепенной балке устанавливают пространственный каркас, состоящий из двух плоских, при этом

$$A_{sw} = 2 \cdot 50,3 = 101,6 \text{ мм}^2.$$

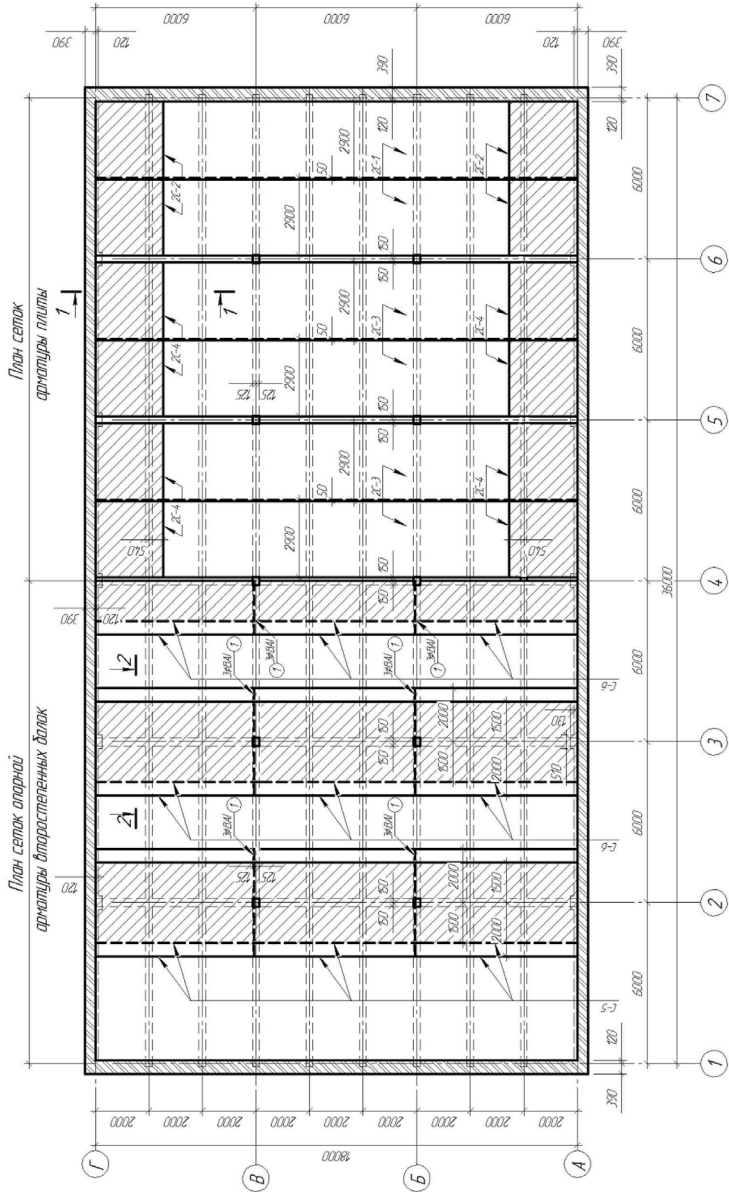


Рис. 5.7. Раскладка сетки армирования плиты и опорных сеток второстепенной балки (штриховкой выделены двойные сетки)

Определяют интенсивность хомутов:

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{s_w} = \frac{170 \cdot 100,6}{150} = 115,15 \text{ Н/мм},$$

проверяют условие  $q_{sw} \geq 0,25R_{bt} b = 0,25 \cdot 0,75 \cdot 220 = 41,25 \text{ Н/мм}$ . Условие выполняется, следовательно, хомуты полностью учитываются в расчете. Рассчитывают  $M_b$ :

$$M_b = 1,5R_{bt} b h_0^2 = 1,5 \cdot 0,75 \cdot 250 \cdot 450^2 = 56,93 \cdot 10^6 \text{ Н}.$$

Устанавливают длину проекции невыгоднейшего наклонного сечения  $c$ .

Поскольку  $q_{sw} / R_{bt} b = 115,15 / 0,75 \cdot 250 = 0,61 < 2$ , значение  $c$  определяем по формуле

$$c = \sqrt{\frac{M_b}{q_1}} = \sqrt{\frac{56,93 \cdot 10^6}{31,8}} = 1338 \text{ мм} < 3h_0 = 1350 \text{ мм},$$

где  $q_1 = q - 0,5q_v = 49,8 - 0,5 \cdot 36 = 31,8 \text{ кН/м}$ .

Принимаем  $c_0 = 2h_0 = 2 \cdot 450 = 900 \text{ мм} < c$ . Тогда

$$Q_b = \frac{M_b}{c} = \frac{56,93 \cdot 10^6}{1338} = 42548,6 \text{ Н} = 42,55 \text{ кН};$$

$$Q_{sw} = 0,75q_{sw} c_0 = 0,75 \cdot 115,15 \cdot 900 = 77726,2 \text{ Н} = 77,7 \text{ кН};$$

$$Q = Q_{\max} - q_1 c = 174,8 - 31,8 \cdot 1,338 = 132,25 \text{ кН};$$

$$Q_b + Q_{sw} = 42,55 + 132,25 = 174,8 > Q = 132,25 \text{ кН}.$$

Прочность наклонных сечений обеспечена. Проверяют требование

$$s_{\max} = \frac{R_{bt} b h_0^2}{Q} = \frac{0,75 \cdot 250 \cdot 450^2}{174800} = 217 \text{ мм} > s_w = 150 \text{ мм}.$$

Принятый шаг хомутов не превышает максимального значения.

В средней части второстепенной балки принимаем шаг поперечных стержней  $s_{w2} = 300 \text{ мм}$ . Таким образом, принятая интенсивность хомутов в пролете равна

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{s_w} = \frac{170 \cdot 100,6}{300} = 57,6 \text{ Н/мм}.$$

Проверяем условие  $q_{sw2} \geq 0,25R_{bt} b = 0,25 \cdot 0,75 \cdot 250 = 46,88 \text{ Н/мм}$ , условие выполняется.

Определяем длину участка  $l_1$  с интенсивностью хомутов  $q_{sw1}$ . Так как

$$\begin{aligned}\Delta q_{sw} &= 0,75(q_{sw1} - q_{sw2}) = 0,75(115,15 - 57,6) = \\ &= 43,16 \text{ Н/мм} > q_1 = 31,8 \text{ Н/мм},\end{aligned}$$

значение  $l_1$  вычислим по формуле, приняв

$$Q_{b,\min} = 0,5R_{bt}bh_0 = 0,5 \cdot 0,75 \cdot 250 \cdot 450 = 42187,5 \text{ Н};$$

$$\begin{aligned}l_1 &= \frac{Q_{\max} - (Q_{b,\min} + 1,5q_{sw2}h_0)}{q_1} - 2h_0 = \\ &= \frac{174800 - (42187 + 1,5 \cdot 57,6 \cdot 450)}{31,8} - 2 \cdot 450 = 2048 \text{ мм}.\end{aligned}$$

Принимаем длину участка с шагом хомутов  $s_{w1} = 150$  мм равной 2,1 м.

В средних пролетах второстепенной балки поперечная сила  $Q_{23} = 141,93$  кН. Расчет выполняется аналогичным образом.

## 6. РАСЧЕТ КРАЙНЕЙ КОЛОННЫ

### 6.1. Определение усилий в колонне

В курсовом проекте принята самонесущая кирпичная стена толщиной 510 мм на ленточном фундаменте с наружным утеплением. Здание четырехэтажное с высотой первого этажа 6,0 м, последующих – 4,8 м. Сечение колонн  $b \times h = 400 \times 400$  мм.

#### *Определение продольных сил от расчетных нагрузок*

Вертикальная нагрузка на колонну собирается с грузовой площади. Грузовая площадь крайней колонны при сетке колонн  $6 \times 6$  м

$$A = \frac{l_1}{2} \times l_2 = 3 \cdot 6 = 18 \text{ м}^2.$$

Постоянная нагрузка от перекрытия одного этажа с учетом коэффициента надежности по ответственности здания  $\gamma_n = 1,0$  и с учетом собственного веса ригеля

$$G_{rig} = b_r h_r l_r \rho \gamma_f / 2 = 0,3 \cdot 0,6 \cdot 5,4 \cdot 25 \cdot 1,1 / 2 = 13,365 \text{ кН};$$

$$N_{g1} = (gA + G_{rig}) \gamma_n = (5,675 \cdot 18 + 13,365) \cdot 1,0 = 115,52 \text{ кН}.$$

Постоянная нагрузка от веса покрытия при расчетном весе кровли и плит 5,25 кН/м<sup>2</sup>:

$$N_{g2} = (gA + G_{rig}) \gamma_n = (5,25 \cdot 18 + 13,365) \cdot 1,0 = 107,86 \text{ кН}.$$

Постоянная нагрузка от собственного веса колонны от верха до перекрытия первого этажа  $H = 4,8 \cdot 3 = 14,4$  м с учетом коэффициента надежности по ответственности здания  $\gamma_n = 1,0$

$$N_{g3} = \rho H b h \gamma_f \gamma_n = 25 \cdot 14,4 \cdot 0,4 \cdot 0,4 \cdot 1,1 \cdot 1,0 = 63,36 \text{ кН}.$$

Временная нагрузка:  
от перекрытия одного этажа

$$N_v = Av \gamma_n = 18 \cdot 18 \cdot 1,0 = 324,0 \text{ кН},$$

в том числе длительная

$$N_{v1} = Av_1 \gamma_n = 18 \cdot 14,4 \cdot 1,0 = 259,2 \text{ кН.}$$

Временная нагрузка от снега на покрытие (IV снеговой район):

$$N_s = AS_g \mu \gamma_n = 18 \cdot 2,4 \cdot 1 \cdot 1,0 = 43,2 \text{ кН,}$$

в том числе длительная

$$N_{sl} = 43,2 \cdot 0,5 = 21,6 \text{ кН.}$$

Продольная сила в колонне первого этажа от полной нагрузки на уровне перекрытия первого этажа:

$$\begin{aligned} N_1 &= 3N_{g1} + N_{g2} + N_{g3} + 3N_v + N_s = \\ &= 3 \cdot 115,52 + 107,86 + 63,36 + 3 \cdot 324,0 + 43,2 = 1532,98 \text{ кН.} \end{aligned}$$

Продольная сила в колонне первого этажа от полной нагрузки на уровне фундамента:

$$N_{\phi} = N_1 + \rho H_1 b h \gamma_f \gamma_n = 1532,98 + 25 \cdot 6,0 \cdot 0,4 \cdot 0,4 \cdot 1,1 \cdot 1,0 = 1559,38 \text{ кН.}$$

Продольная сила в колонне первого этажа от постоянной и временной длительной нагрузки на уровне перекрытия первого этажа

$$\begin{aligned} N_{1l} &= 3N_{g1} + N_{g2} + N_{g3} + 3N_{vl} + N_{sl} = \\ &= 3 \cdot 115,52 + 107,86 + 63,36 + 3 \cdot 259,2 + 21,6 = 1319,98 \text{ кН.} \end{aligned}$$

### ***Определение изгибающих моментов в колонне***

Опорный изгибающий момент в ригеле в стыке с крайней колонной распределяется между верхней и нижней колоннами пропорционально их погонным жесткостям. При одинаковой длине и равных сечениях верхней и нижней колонн опорный момент ригеля распределяется между ними поровну. В средней колонне распределяется разность опорных моментов в стыке ригеля с колонной слева и справа  $\Delta M = M_{21} - M_{23}$  также пропорционально погонным жесткостям.

Максимальный опорный изгибающий момент в стыке ригеля с крайней колонной будет при загрузении 1 + 2  $M_{12} = 197,72 \text{ кН}\cdot\text{м}$ , и он распределяется в узле поровну между низом и верхом колонны пропорционально погонным жесткостям верхней и нижней колонн. При одинаковых размерах сечения колонн (сократив на  $EI$ ) погонная жесткость колонны второго этажа равна  $i_2 = 1/4,8 = 0,2083$ . Погонная жесткость колонны первого этажа при жестком защемлении

в фундамент равна  $i_1 = 1,33 \cdot 1/6 = 0,2217$ . Изгибающий момент распределится между колоннами следующим образом:

в колонне второго этажа

$$M_1^B = \frac{M_{12} \cdot i_2}{i_1 + i_2} = \frac{197,72 \cdot 0,2083}{0,2083 + 0,2217} = 95,78 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

в колонне первого этажа

$$M_1^H = \frac{M_{12} \cdot i_1}{i_1 + i_2} = \frac{197,72 \cdot 0,2217}{0,2083 + 0,2217} = 101,94 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Изгибающий момент в колонне первого этажа в месте заделки в фундамент определяют умножением момента в верхнем сечении колонны на коэффициент 0,5:

$$M_{1\Phi} = 101,94 \cdot 0,5 = 50,97 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Изгибающий момент в опорном сечении ригеля от постоянной и временной длительной нагрузок (из расчета ригеля):

$$M_{12l} = -(\alpha q_g + \beta q_{vl})l_0^2 = -(0,033 \cdot 40,65 + 0,042 \cdot 86,4)5,8^2 = 167,2 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

где  $q_{vl} = \vartheta_1 \cdot l_2 \cdot \gamma_n = 14,4 \cdot 6,0 \cdot 1,0 = 86,4 \text{ кН} \cdot \text{м}$ .

Изгибающий момент  $M_{12l}$  распределится между колоннами следующим образом:

в колонне второго этажа

$$M_{1\ell}^B = \frac{M_{12l} \cdot i_2}{i_1 + i_2} = \frac{167,2 \cdot 0,2083}{0,2083 + 0,2217} = 80,99 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

в колонне первого этажа

$$M_{1\ell}^H = \frac{M_{12l} \cdot i_1}{i_1 + i_2} = \frac{167,2 \cdot 0,2217}{0,2083 + 0,2217} = 86,19 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Изгибающий момент на нижнем конце колонны в месте заделки в фундамент от длительной нагрузки

$$M_{1\Phi l} = 86,19 \cdot 0,5 = 43,095 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Наиболее нагруженным является сечение колонны первого этажа с большим изгибающим моментом в сечении стыка с ригелем.

## 6.2. Расчет продольной арматуры колонны

### *Характеристики прочности бетона и арматуры*

Бетон тяжелый класса В20. Расчетное сопротивление при сжатии  $R_b = 11,5$  МПа; при растяжении  $R_{br} = 0,9$  МПа; начальный модуль упругости бетона  $E_b = 27500$  МПа; арматура продольная рабочая класса А400, расчетное сопротивление  $R_s = 355$  МПа; модуль упругости  $E_s = 200000$  МПа.

### *Общие положения расчета*

Колонны производственных зданий работают в условиях внецентренного нагружения. Значение эксцентриситета продольной силы относительно центра тяжести приведенного сечения  $e_0$  принимают равным значению эксцентриситета, полученного из статического расчета, но не менее случайного эксцентриситета  $e_a$ . Величина случайного эксцентриситета принимается не менее:

1/600 длины элемента или расстояния между его сечениями, закрепленными от смещения;

1/30 высоты сечения;

10 мм.

Во всех случаях эксцентриситеты  $e_0$  определяют с учетом влияния прогиба элемента. Влияние прогиба элемента на момент продольной силы (или ее эксцентриситет  $e_0$ ) учитывают, как правило, путем расчета конструкции по деформируемой схеме, принимая во внимание неупругие деформации бетона и арматуры, а также наличие трещин. Допускается производить расчет конструкции по недеформируемой схеме, а влияние прогиба элемента учитывать путем умножения моментов на коэффициенты  $\eta_v$ ,  $\eta_h$  в соответствии с формулой

$$M = M_v \eta_v + M_h \eta_h + M_i, \quad (6.1)$$

где  $M_v$  – момент от вертикальных нагрузок, не вызывающих заметных горизонтальных смещений концов;  $\eta_v$  – коэффициент, принимаемый равным: при податливой заделке – 1,0; при жесткой заделке – по формуле (6.2);  $M_h$  – момент от нагрузок, вызывающих горизонтальное смещение концов;  $\eta_h$  – коэффициент, определяемый по формуле (6.2);  $M_i$  – момент от вынужденных горизонтальных сме-



щений концов (т. е. смещений, не зависящих от жесткости элемента, например, от температурных деформаций перекрытий и т. п.).

Значение коэффициента  $\eta_{v(h)}$  при расчете конструкций по недеформируемой схеме находится по формуле

$$\eta_{v(h)} = \frac{1}{1 - N/N_{cr}}, \quad (6.2)$$

где  $N_{cr}$  – условная критическая сила, определяемая по формуле

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 D}{l_0^2}, \quad (6.3)$$

$l_0$  – расчетная длина элемента, для коэффициентов  $\eta_v$  и  $\eta_h$  (соответственно для вертикальной и горизонтальной нагрузок). Расчетная длина  $l_0$  принимается равной:

1) при вычислении коэффициентов  $\eta_v$ , а также при расчете элемента на действие продольной силы со случайным эксцентриситетом:

- для элементов с шарнирным опиранием на двух концах –  $1,0l$ ;
- с шарнирным опиранием на одном конце, а на другом конце:
  - с жесткой заделкой –  $0,7l$ ;
  - с податливой заделкой –  $0,9l$ ;
- с заделкой на двух концах: жесткой –  $0,5l$ ; податливой –  $0,8l$ ;
- с податливой заделкой на одном конце и с жесткой заделкой на другом –  $0,7l$ ;

2) при вычислении коэффициента  $\eta_h$ :

- для элементов с шарнирным опиранием на одном конце, а на другом конце:
  - с жесткой заделкой –  $1,5l$ ;
  - с податливой заделкой –  $2,0l$ ;
- с заделкой на двух концах: жесткой –  $0,8l$ ; податливой –  $1,2l$ ;
- с податливой заделкой на одном конце и с жесткой заделкой на другом –  $l$ ;
- с жесткой заделкой на одном конце и незакрепленным другим концом (консоль) –  $2,0l$ .

Здесь  $l$  – расстояние между концами элемента;  $D$  – жесткость железобетонного элемента в предельной стадии, определяемая для элементов прямоугольного сечения с арматурой, расположенной

у наиболее сжатой и у растянутой (менее сжатой) грани элемента по формуле

$$D = E_b b h^3 \left[ \frac{0,0125}{\varphi_\ell (0,3 + \delta_e)} + 0,175 \mu \alpha \left( \frac{h_0 - a'}{h} \right)^2 \right]; \quad (6.4)$$

$\varphi_\ell$  — коэффициент, учитывающий влияние длительного действия нагрузки на прогиб элемента и равный

$$\varphi_\ell = 1 + M_{1\ell} / M_1 \text{ но не более } 2; \quad (6.5)$$

$M_1$  и  $M_{1\ell}$  — моменты внешних сил относительно оси, нормальной плоскости изгиба и проходящей через центр наиболее растянутого или наименее сжатого стержня арматуры, соответственно от всех нагрузок и от действия постоянных и длительных нагрузок;  $\delta_e$  — коэффициент, принимаемый равным  $e_0 / h$ , но не менее 0,15;

$$\mu \alpha = \frac{A + A'}{b h_0} \cdot \frac{E_s}{E_b}.$$

При гибкости элемента  $l_0 / i < 14$  (для прямоугольных сечений  $l_0 / h < 4$ ) можно принимать  $\eta_{v(h)} = 1,0$ .

### **Подбор арматуры**

Задаются значениями  $a$  и  $a'$  и вычисляют рабочую высоту сечения  $h_0 = h - a$ . В зависимости от рассчитываемого сечения колонны определяют ее расчетные длины  $l_0$  для вычисления коэффициентов  $\eta_v$  и  $\eta_h$ . Проверяют условие  $l_0 / h > 4$ , если условие выполняется, то необходимо учитывать прогиб колонны.

Усилия от всех нагрузок равны  $M = M_v + M_h$ ;  $N = N_v + N_h$ . При этом  $e_0 = M / N$ .

Определяют моменты  $M_1$  и  $M_{1\ell}$  относительно оси, проходящей через центр тяжести наименее сжатой (растянутой) арматуры, по формуле

$$M_1 = M + N \frac{h_0 - a'}{2}; \quad M_{1\ell} = M_\ell + N_\ell \frac{h_0 - a'}{2}. \quad (6.6)$$

По формуле (6.5) рассчитывают коэффициенты  $\varphi_\ell$  и  $\delta_e$ . Для вычисления жесткостей в первом приближении задаются коэффициентом армирования  $\mu = 0,008 \dots 0,012$  и по формуле (6.4) вычисляют жесткость  $D$ . Затем находят критическую силу по формуле (6.3) и коэффициенты  $\eta_v$  и  $\eta_h$  по формуле (6.2) от вертикальной и горизонтальной нагрузок соответственно.

Расчетный момент с учетом прогиба вычисляют по формуле (6.1).

### *Сечение с симметричной арматурой*

Симметричное армирование используется в колоннах внутренних рядов. Требуемое количество симметричной арматуры определяется в зависимости от относительной величины продольной силы

$$\alpha_n = \frac{N}{R_b b h_0} :$$

1) при  $\alpha_n \leq \xi_R$

$$A_s = A'_s = \frac{R_b b h_0}{R_s} \cdot \frac{\alpha_{m1} - \alpha_n (1 - \alpha_n / 2)}{1 - \delta} ; \quad (6.7)$$

2) при  $\alpha_n > \xi_R$

$$A_s = A'_s = \frac{R_b b h_0}{R_s} \cdot \frac{\alpha_{m1} - \xi (1 - \xi / 2)}{1 - \delta} ; \quad (6.8)$$

где  $\xi$  – относительная высота сжатой зоны, определяемая по формуле

$$\xi = \frac{\alpha_n (1 - \xi_R) + 2\alpha_s \xi_R}{1 - \xi_R + 2\alpha_s} ; \quad (6.9)$$

где значение  $\alpha_s$  допускается принимать равным

$$\alpha_s = \frac{\alpha_{m1} - \xi_1 (1 - \xi_1 / 2)}{1 - \delta} \quad (6.10)$$

при  $\xi_1 = (\alpha_n + \xi_R) / 2$ , но не более 1,0.

В формулах (6.7)–(6.10):

$$\alpha_{m1} = \frac{M + N(h_0 - a') / 2}{R_b b h_0^2} ; \quad \delta = \frac{a'}{h_0} . \quad (6.11)$$

Далее вычисляют фактический коэффициент армирования  $\mu$  и сравнивают с ранее принятым, и если разница значительная, то расчет повторяют с новым значением  $\mu$ .

### *Сечение с несимметричной арматурой*

Несимметричное армирование используется в колоннах крайних рядов. Площади сечения сжатой  $S'$  и растянутой  $S$  арматуры, соответствующие минимуму их суммы, рассчитываются по формулам:

$$A'_s = \frac{Ne - \alpha_R R_b b h_0^2}{R_{sc} (h_0 - a')} ; \quad (6.12)$$

$$A_s = \frac{\xi_R R_b b h_0 - N}{R_s} + A'_s, \quad (6.13)$$

где  $\alpha_R$  и  $\xi_R$  – определяют по табл. 5 и принимают не более соответственно 0,4 и 0,55.

Таблица 5

Значения  $\xi_R$  и  $\alpha_R$  в зависимости от класса арматуры

Класс арматуры	A240	A300	A400	A500	B500
Значение $\xi_R$	0,612	0,577	0,531	0,493	0,502
Значение $\alpha_R$	0,425	0,411	0,390	0,372	0,376

$$e = M/N + (h_0 - a')/2.$$

При отрицательном значении  $A_s$ , вычисленном по формуле (6.13), площадь сечения арматуры  $S$  принимается минимальной по конструктивным требованиям (табл. 6), но не менее величины

$$A_{s,\min} = \frac{N(h_0 - a' - e) - R_b b h (h/2 - a')}{R_{sc}(h_0 - a')}. \quad (6.14)$$

Таблица 6

Минимальный процент армирования внецентренно сжатых колонн

Условия работы арматуры	$\mu_{s,\min}, \%$
Арматура во внецентренно сжатых элементах:	
1) при $l_0/i < 17$ (для прямоугольных сечений – при $l_0/h \leq 5$ )	0,10
2) $17 < l_0/i \leq 35$ ( $5 < l_0/h \leq 10$ )	0,15
3) $35 < l_0/i \leq 83$ ( $10 < l_0/h \leq 25$ )	0,20
4) $l_0/i > 83$ ( $l_0/h > 25$ )	0,25
<i>Примечание.</i> Для внецентренно сжатых элементов при $17 < l_0/i < 83$ значение $\mu_{s,\min}$ (%) можно также определять линейной интерполяцией между значениями 0,10 и 0,25	

Площадь сечения арматуры  $S'$  определяется:

– при отрицательном значении  $A_{s,\min}$  – по формуле

$$A'_s = \left[ (N - R_b b a') - \sqrt{(N - R_b b a')^2 - N(N - 2R_b b h_0 + 2R_b b e)} \right] / R_{sc}; \quad (6.15)$$

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

$$A'_s = \frac{N - R_b b h}{R_{sc}} - A_{s, \min}. \quad (6.16)$$

Если принятая площадь сечения сжатой арматуры  $A_{s, \min}$  значительно превышает ее значение, вычисленное по формуле (6.12) (например, при отрицательном его значении), площадь сечения растянутой арматуры может быть уменьшена исходя из формулы

$$A_s = \frac{\xi R_b b h_0 - N + R_{sc} A_{s, \text{fact}}}{R_s}, \quad (6.17)$$

где  $\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}$ ,  $\alpha_m = \frac{Ne - R_{sc} A'_{s, \text{fact}} (h_0 - a')}{R_b b h_0^2}$ .

Если сжатая арматура отсутствует или не учитывается в расчете, площадь сечения растянутой арматуры определяется всегда только по формуле (6.17), при этом должно выполняться условие  $\alpha_m < \alpha_R$ .

### Пример расчета

В примере приведен расчет колонны только на вертикальную нагрузку. Колонна крайнего ряда и армирование несимметричное.

Дано: колонна нижнего этажа рамного каркаса с сечением размерами  $b = 400$  мм,  $h = 400$  мм;  $a = a' = 45$  мм; бетон класса В30 ( $E_b = 32500$  МПа,  $R_b = 17$  МПа); арматура класса А400 ( $R_s = R'_s = 355$  МПа); продольная сила и изгибающие моменты в опорном сечении от вертикальных нагрузок: всех  $N = 1532,98$  кН,  $M = 101,94$  кН·м, постоянных и длительных  $N_l = 1319,98$  кН,  $M_l = 86,19$  кН·м; высота этажа  $l = 6,0$  м.

Поскольку рассматриваемое сечение опорное у консоли и колонна у этой опоры имеет податливую заделку и жесткую в заделке в фундамент, коэффициент  $\eta_v = 1,0$  и увеличения изгибающего момента вследствие гибкости колонны не будет. Рабочая высота сечения  $h_0 = h - a = 400 - 45 = 355$  мм (рис. 6.1).

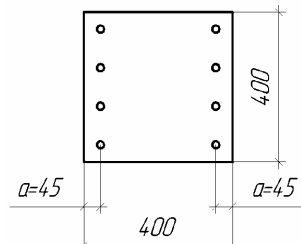


Рис. 6.1. Сечение колонны

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

$$A'_s = \frac{Ne - \alpha_R R_b b h_0^2}{R_{sc}(h_0 - a')} = \frac{1532,98 \cdot 10^3 \cdot 221 - 0,39 \cdot 17 \cdot 400 \cdot 355}{355(355 - 45)} = 3070 \text{ мм}^2,$$

где  $\alpha_R = 0,39$  и  $\xi_R = 0,531$  определяются по табл. 5;

$$e = M/N + (h_0 - a')/2 = 101,94/1532,98 + (0,355 - 0,045)/2 = 0,221 \text{ м} = 221 \text{ мм}.$$

Принимаем 4 D 32 с  $A'_s = 3217 \text{ мм}^2$ .

$$A_s = \frac{\xi_R R_b b h_0 - N}{R_s} + A'_s = \frac{0,531 \cdot 17 \cdot 400 \cdot 355 - 1532980}{355} + 3070 = 2363 \text{ мм}^2.$$

Принимаем 4 D 28 с  $A_s = 2463 \text{ мм}^2$ .

Процент армирования сечения  $\mu = 3070 \cdot 100/400^2 = 1,92 \%$ . Для колонн первого и второго этажей можно было назначить сечение размером  $b \times h = 400 \times 600$  мм или принять класс бетона по прочности на сжатие В40.

### 6.3. Примеры конструирования типовых колонн

Колонны выполняются по серии 1.420-35.90 «Конструкции многоэтажных производственных зданий с сетками колонн  $6 \times 6$  и  $9 \times 6$  м под нагрузки соответственно 2500 и 1500 кг/м<sup>2</sup>». В пособии приведены примеры конструирования колонн с обозначениями из типовых проектов.

Опалубочные размеры колонн первого и второго этажей сечением  $400 \times 400$  м при их высоте 4,8 м представлены на рис. 6.2 и 6.3. Опалубочные размеры колонн первого и второго этажей сечением  $400 \times 600$  м при их высоте 4,8 м приведены на рис. 6.4 и 6.5. Конструкция концевых участков колонн — на рис. 6.6. На рис. 6.7–6.9 представлен пространственный каркас колонны в сборе, на рис. 6.10 — армирование концевых участков колонн.

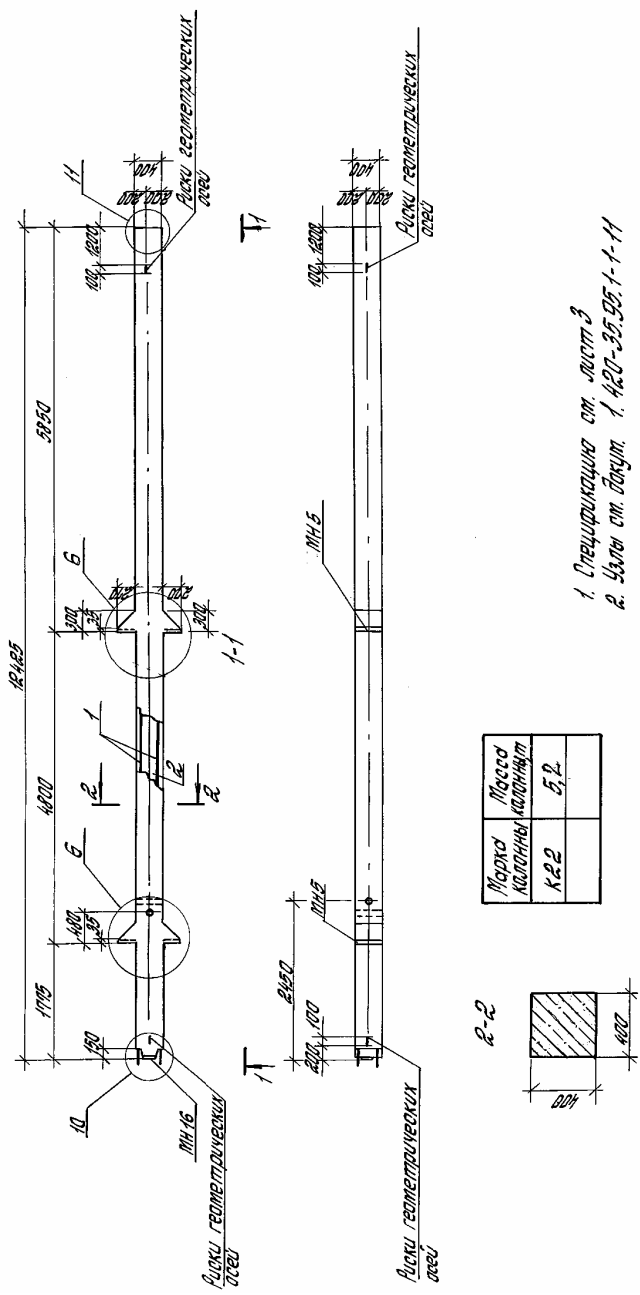


Рис. 6.2. Опалубочные размеры средней колонны первого и второго этажей сечением 400×400 мм

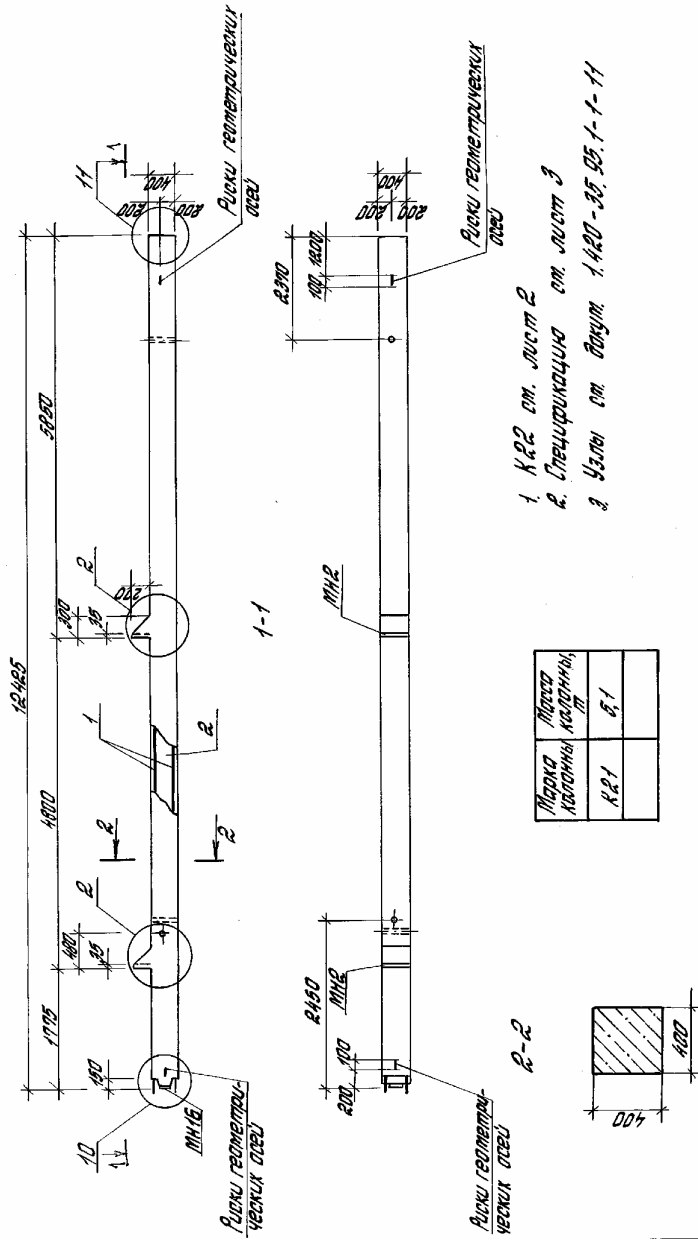
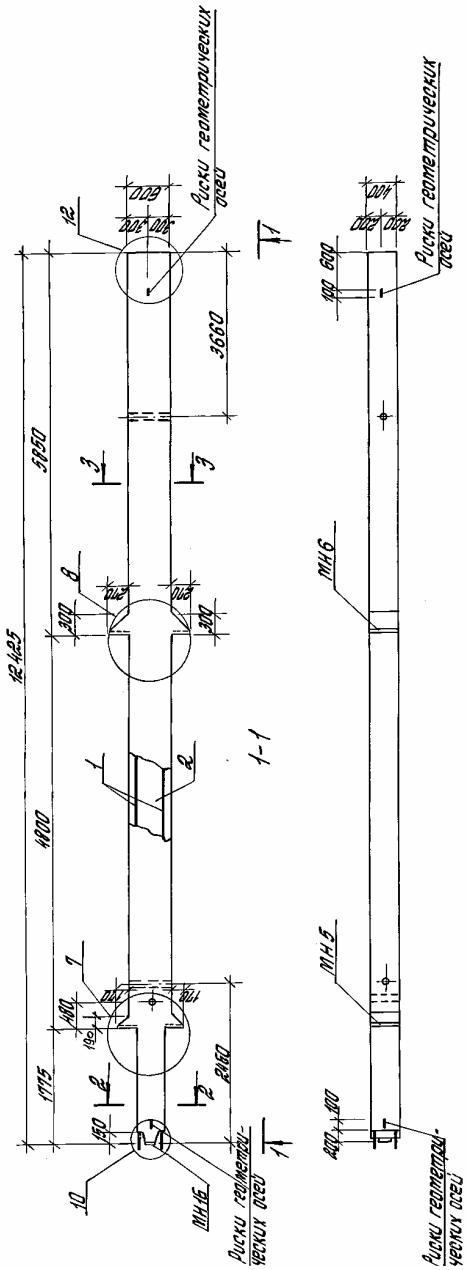


Рис. 6.3. Опалубочные размеры крайней колонны первого и второго этажей сечением 400×400 мм





1. Спецификация см. лист 3
2. Узлы см. чертеж. 1.480-35.05.1-1-11

Марка колонны	Масса колонны
K.24	7,3

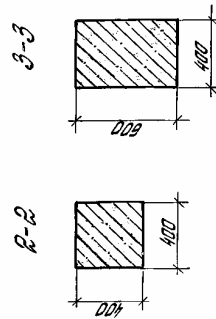
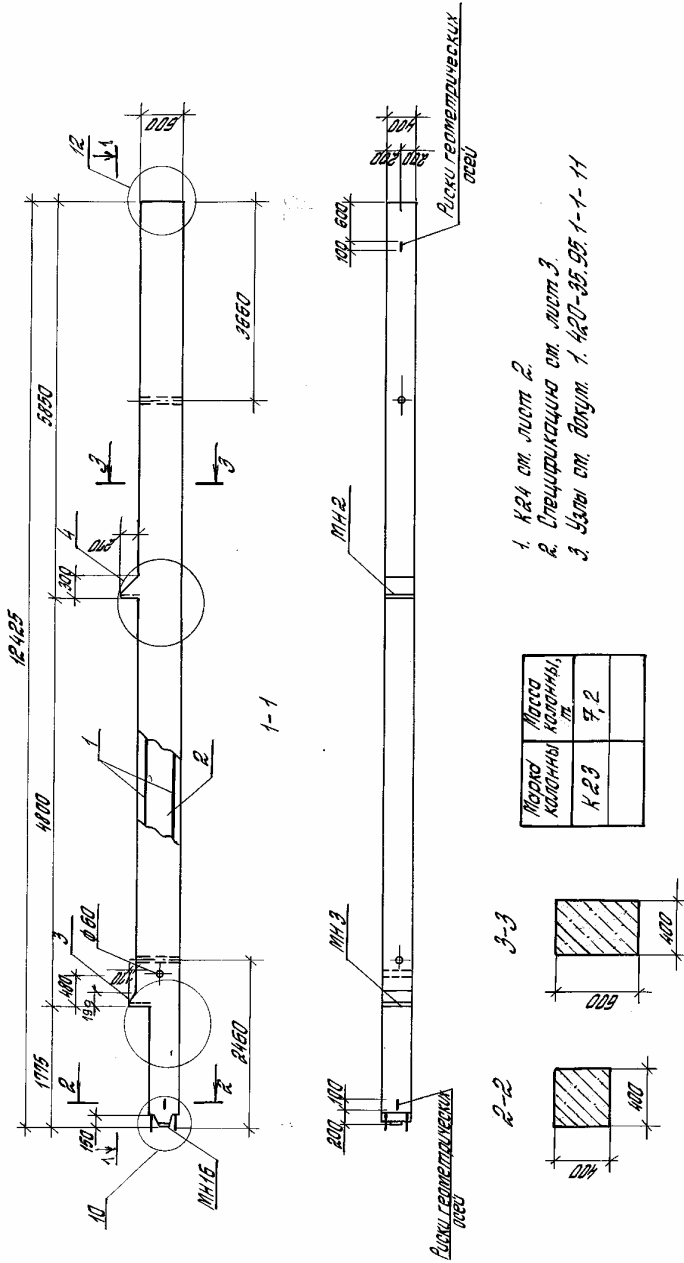


Рис. 6.4. Опалубочные размеры средней колонны первого и второго этажей сечением 400×600 мм



- 1 К 24 ст. лист 2.
- 2 Стяжка от лист 3.
- 3 Узлы ст. болты 1. 420-35.95 1-1-11

Рис. 6.5. Опалубочные размеры крайней колонны первого и второго этажей сечением 400×600 мм

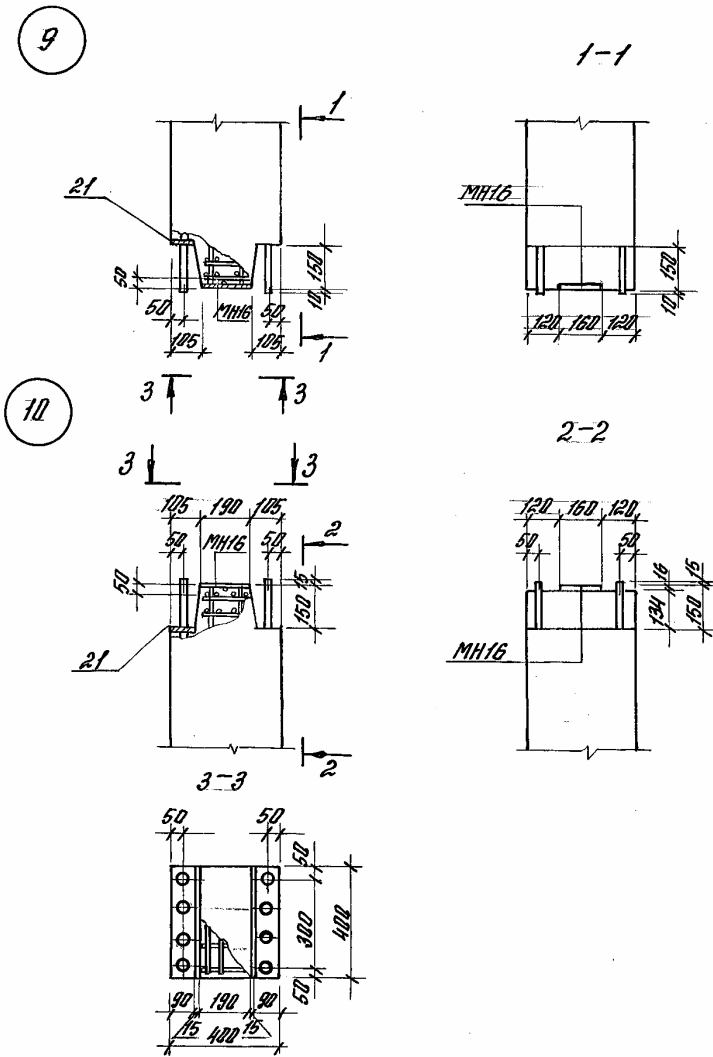


Рис. 6.6. Концевые участки колонн

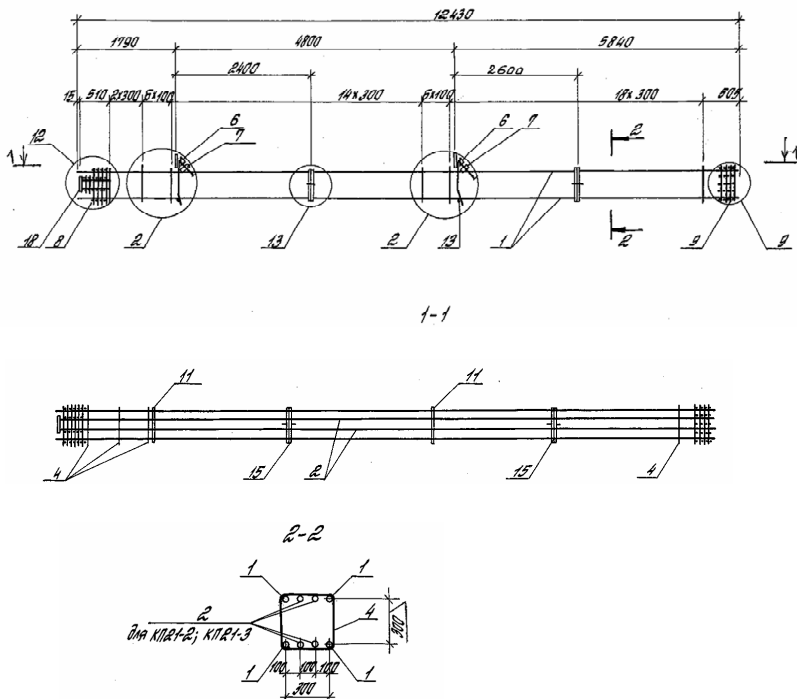
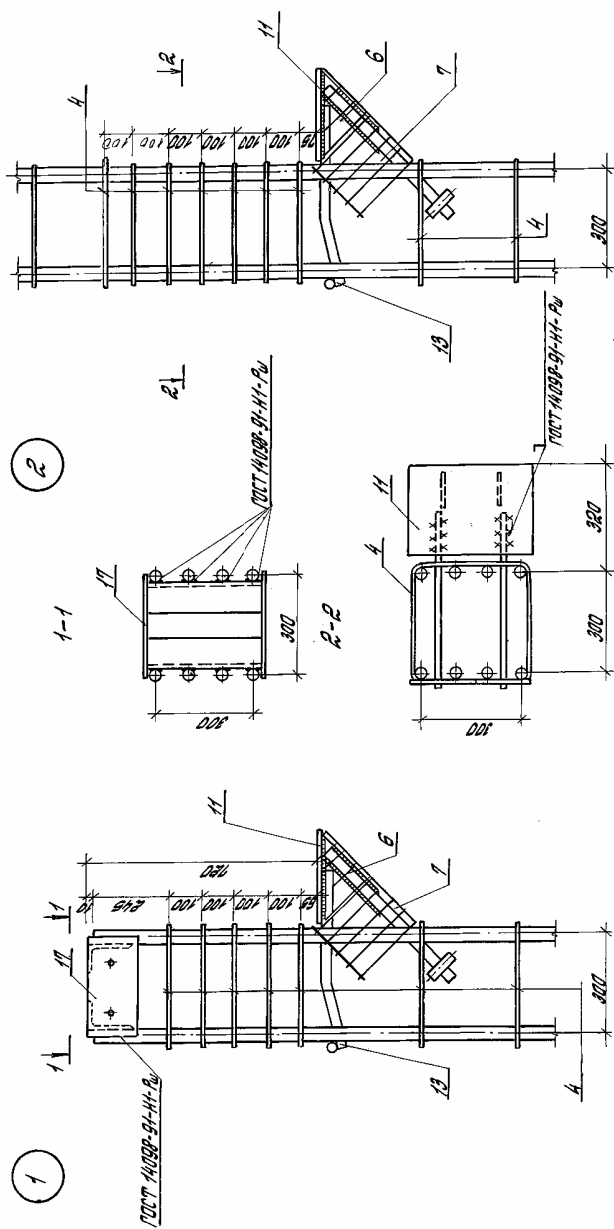


Рис. 6.7. Пространственный каркас крайней колонны: 1 – рабочие угловые стержни продольной арматуры; 2 – рабочие промежуточные стержни продольной арматуры; 4 – хомуты; 6, 7 – каркасы с наклонной арматурой консоли; 8 – сетки косвенного армирования стыковой зоны колонны; 9 – сетки косвенного армирования конечного участка колонны; 11 – арматура консоли; 15 – крестовое соединение продольных стержней (см. рис. 6.10) для обеспечения положения стержней в момент бетонирования; 18 – центрирующая пластина



*На углах количество стержней  
показано условно*

Рис. 6.8. Армирование консолей крайних колонн: 1 — концевой; 2 — промежуточной; 4 — хомуты; 6, 7 — наклонная арматура консоли; 11 — закладная деталь консоли; 13 — арматура консоли; 17 — металлические пластины

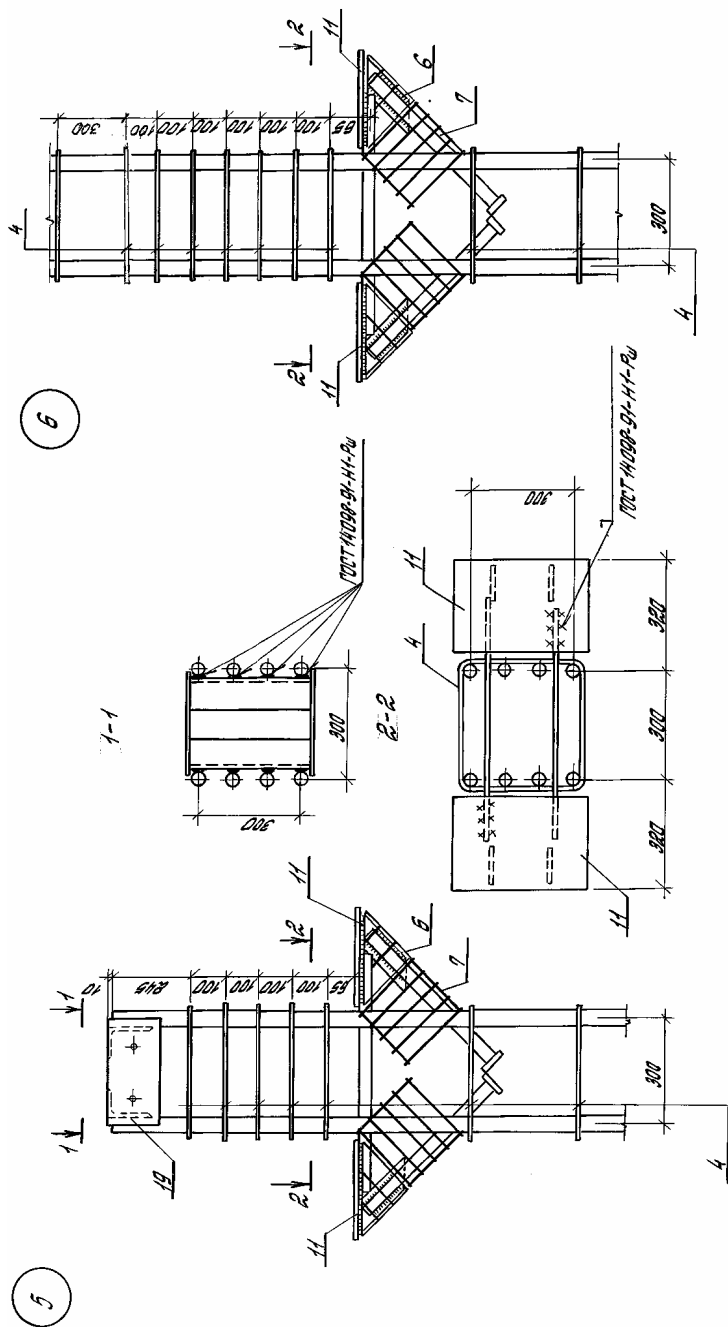


Рис. 6.9. Армирование консолей средней колонны: 5 — концевой; 6 — промежуточной; 4 — хомуты; 6, 7 — наклонная арматура консоли, 11 — закладная деталь консоли

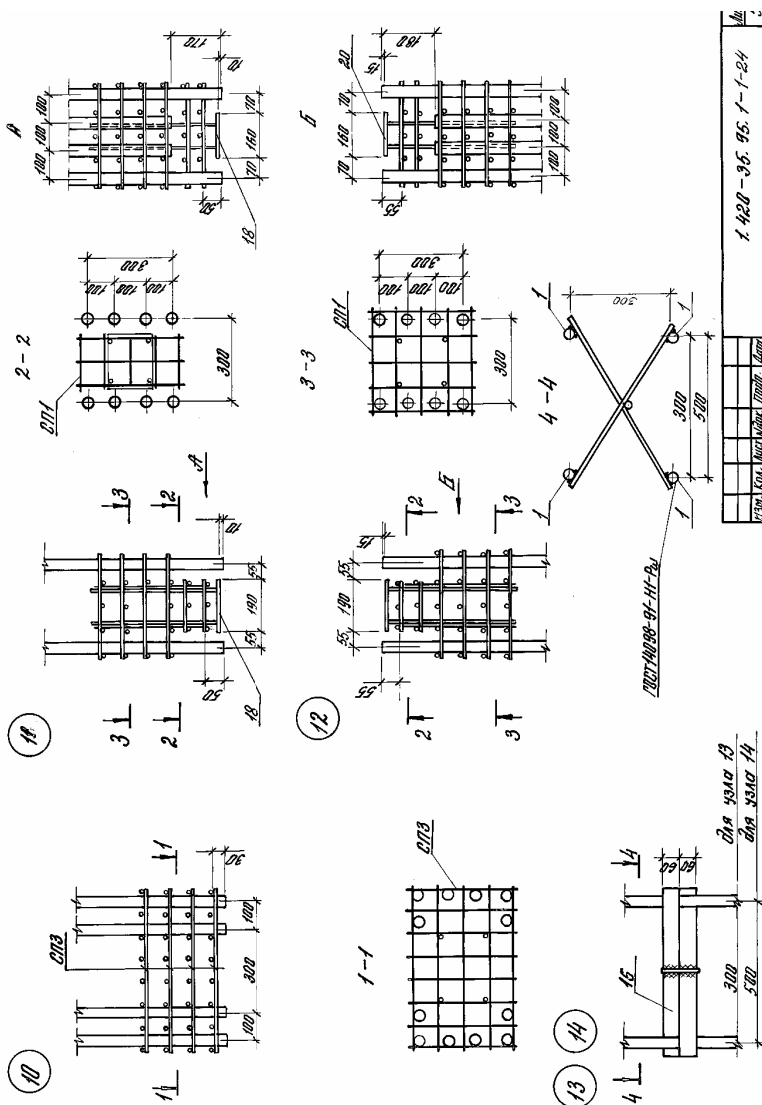


Рис. 6.10. Армирование концевых участков колонн

## 7. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ФУНДАМЕНТОВ ПОД КОЛОННЫ

---

---

### 7.1. Общие положения

Для проектирования фундамента необходимо знать состав грунтов под подошвой фундамента, их расчетное сопротивление  $R_0$ , а также класс бетона по прочности на сжатие и класс арматуры и соответствующие им расчетные сопротивления  $R_b$ ,  $R_{bt}$ ,  $R_s$  (табл. П2 и П6 приложения).

Расчет выполняют на возможные три расчетные сочетания усилий ( $M_{\max}$ ,  $N$ ,  $Q$ ;  $M_{\min}$ ,  $N$ ,  $Q$ ;  $N_{\max}$ ,  $M$ ,  $Q$ ) в колонне в месте ее заделки в фундамент. Площадь подошвы фундамента определяют по нормативным усилиям, которые получают путем деления расчетных значений усилий на усредненный коэффициент надежности по нагрузке  $\gamma_f = 1,15$ . При этом к каждому сочетанию усилий необходимо добавлять усилия от фундаментных балок, стеновых панелей, фундаментных блоков в случае их наличия с коэффициентом надежности по нагрузке  $\gamma_f = 1,0$ .

Фундаменты под колонны многоэтажных промышленных зданий возводят монолитными или сборными из бетонов класса В15...В20. Все размеры фундаментов принимают кратными 300 или 100 мм из условия изготовления с применением инвентарной щитовой опалубки. Общий вид монолитного фундамента со всеми размерами, которые необходимо определить в курсовом проекте, представлен на рис. 7.1. Высота фундамента  $h$  назначается с учетом глубины заложения и размеров подошвы.



## 7.2. Определение геометрических размеров фундамента

### Определение размеров стакана

Определение геометрических размеров фундамента начинают с установления размеров стакана под сборную колонну. Для этого вначале вычисляют максимальное значение эксцентриситета продольной силы  $e = M/N$  из трех комбинаций усилий.

Глубина стакана  $d_p$  принимается на 50 мм больше глубины заделки колонны  $d_c$ , но не менее чем по условиям заделки рабочей арматуры колонн, указанной в табл. 7. В табл. 8 приведены унифицированные размеры подколонников под стаканы.

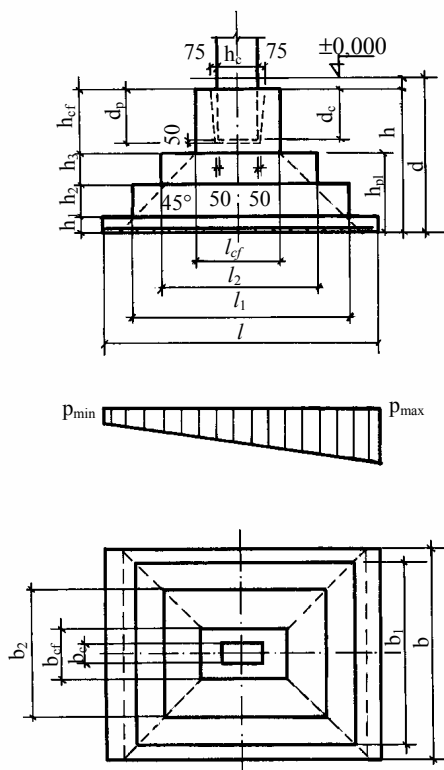


Рис. 7.1. Конструкция фундамента с эпюрой реактивного давления грунта

Таблица 7

**Минимальная заделка рабочей арматуры колонн  
в стакан фундамента**

Класс рабочей арматуры	Колонна	Глубина заделки рабочей арматуры $d$ при проектном классе бетона	
		B15	B20
A400	Прямоугольного сечения	$30d$ ( $18d$ )	$25d$ ( $15d$ )
A300	Прямоугольного сечения	$25d$ ( $15d$ )	$20d$ ( $10d$ )

$d$  – диаметр арматуры. Значения в скобках относятся к сжатой рабочей арматуре.

Таблица 8

**Типы и унифицированные размеры подколонников под колонны**

Сечение колонн (мм)	Тип подколонников	Размеры сечения (мм)	Размер стакана, мм			Объем стакана, м
			Глубина (мм)	в плане, $l \times b$		
				понизу	поверху	
300×300	А	900×900	700	400×400	450×450	0,13
400×300			700	500×400	550×450	0,16
400×400			800, 900	500×500	550×550	0,22; 0,25
500×400	Б	1200×1200	800	600×500	650×550	0,26
500×500			800, 900	600×600	650×650	0,31; 0,35
600×400			800, 900	700×500	750×550	0,3; 0,34
600×500			800	700×600	750×650	0,36
700×400	В	1500×1200	950	800×500	850×550	0,41
800×400			900, 950	900×500	950×550	0,44; 0,46
800×500			900	900×600	950×650	0,52

***Определение размеров подошвы и глубины заложения фундамента***

Согласно указаниям СП 22.13330.2011 «Основания зданий и сооружений» и СП 50-101–2004 «Проектирование и устройство оснований и фундаментов зданий и сооружений» основные размеры фундаментов мелкого заложения назначаются со следующими ограничениями.

Давление на грунт у края подошвы внецентренно нагруженного фундамента (вычисленное в предположении линейного распре-

деления давления под подошвой фундамента при нагрузках, принимаемых для расчета оснований по деформациям), как правило, должно определяться с учетом заглубления фундамента в грунт и жесткости надфундаментных конструкций. Краевое давление при действии изгибающего момента вдоль каждой оси фундамента не должно превышать  $1,2R$  и в угловой точке –  $1,5R$ , а среднее давление  $p_m = N_n/lb \leq R$  (здесь  $R$  – расчетное сопротивление грунта основания, определяемое в соответствии с [9; 10]).

При трапецевидной эпюре давлений с отношением крайних давлений  $p_{\min}/p_{\max} \geq 0,25$  эксцентриситет вертикальной нагрузки на фундамент равен  $e \leq l/10$ , где  $l$  – размер подошвы фундамента в направлении действия момента.

Краевые давления  $p$ , кПа, при относительном эксцентриситете  $e/l \leq 1/6$  вычисляются по формуле ([10] п. 5.5.28)

$$p = N/A + \gamma_m d \pm M/W, \quad (7.1)$$

где  $N$  – сумма вертикальных нагрузок, действующих на основание, кроме веса фундамента и грунта на его обрезах, и определяемых для случая расчета основания по деформациям, кН;  $A$  – площадь подошвы фундамента, м<sup>2</sup>;  $\gamma_m$  – средневзвешенное значение удельных весов тела фундамента, грунта и пола, расположенных над подошвой фундамента; принимают равным 20 кН/м<sup>3</sup>;  $d$  – глубина заложения фундамента, м;  $M$  – момент от равнодействующей всех нагрузок, действующих по подошве фундамента, найденных с учетом заглубления фундамента в грунт и перераспределяющего влияния верхних конструкций или без этого учета, кН·м;  $W$  – момент сопротивления площади подошвы фундамента, м<sup>3</sup>;  $e$  – эксцентриситет нагрузки по подошве фундамента, м, определяемый по формуле

$$e = M/(N + \gamma_m dlb). \quad (7.2)$$

Коэффициент надежности по нагрузке  $\gamma_f$  принимают при расчете оснований:

- по первой группе предельных состояний (по несущей способности) – по СП 20.13330.2011;
- по второй группе предельных состояний (по деформациям) – равным единице.

**Глубина заложения фундаментов** должна приниматься с учетом:

- назначения и конструктивных особенностей проектируемого сооружения, нагрузок и воздействий на него;
- существующего и проектируемого рельефа застраиваемой территории;
- инженерно-геологических условий площадки строительства;
- глубины сезонного промерзания грунтов.

Минимальная глубина заложения подошвы фундамента  $d_{\min}$ , исходя из условия минимальной высоты фундаментов зданий  $h_{\min} = d_p + 0,2$  м, составляет  $d_{\min} = h + 0,15$  м. Здесь  $d_p$  – глубина стакана; 0,2 – минимальная толщина плиты под стаканом; 0,15 – расстояние от обреза фундамента до пола первого этажа. При этом минимальную высоту фундамента желательно назначать кратной 300 мм.

Размеры подошвы фундамента  $l \times b$  при относительном эксцентриситете продольной силы  $e = l/10$  назначают из условия (7.1), принимая  $p_{\max} = 1,2R_0, p_{\min} = 0,25 p_{\max}$ ,

$$A = \frac{N}{0,75R_0 - \gamma_{\text{нт}}d}; \quad (7.3)$$

при относительном эксцентриситете продольной силы  $e = l/6$  размеры подошвы назначают из условия (7.1), принимая  $p_{\max} = 1,2R_0, p_{\min} = 0$ ,

$$A = \frac{N}{0,6R_0 - \gamma_{\text{нт}}d}.$$

При незначительном эксцентриситете продольной силы размеры подошвы можно назначать из условия

$$A = 1,05 \frac{N}{R_0 - \gamma_{\text{нт}}d},$$

где  $R_0$  – расчетное сопротивление грунта, фиксированное для фундаментов шириной 1 м на глубине 2 м, принимаемое по результатам инженерно-геологических изысканий площадки строительства и по указаниям норм.

Далее задаются соотношением размеров подошвы фундамента  $b/l = 0,8$  и вычисляют ее размеры

$$l = \sqrt{A/0,8}; \quad b = 0,8 l. \quad (7.4)$$

Полученные значения размеров подошвы фундамента округляют до стандартных размеров, кратных 300 или 100 мм. Окончательные размеры подошвы фундамента принимают после проверки несущей способности основания.

Расчетное сопротивление грунта  $R$  вычисляют после определения размеров подошвы фундамента.

### 7.3. Проверка несущей способности фундамента

**Проверка несущей способности оснований** производится по уточненным размерам фундамента и нормативным усилиям на уровне подошвы фундамента.

Продольная сила на уровне подошвы фундамента

$$N_{inf} = N + Ad\gamma_m, \quad (7.5)$$

где  $N$  – значение продольного усилия в колонне на уровне верхнего обреза фундамента с коэффициентом надежности по нагрузке  $\gamma_f = 1,0$ . Для фундамента крайних рядов колонн к нему необходимо добавлять нормативное значение усилий, передаваемое с фундаментных балок и опирающихся на них стеновых панелей с коэффициентом надежности по нагрузке  $\gamma_f = 1,0$ ;  $d$  – глубина заложения фундамента,  $d = h + 0,15$  м;  $\gamma_m$  – средний объемный вес фундамента и грунта на его уступах, принимаемый равным  $20 \text{ кН/м}^3$ .

Изгибающий момент на уровне подошвы фундамента

$$M_{inf} = M_n + Q_n h, \quad (7.6)$$

где  $M_n$  – значение изгибающего момента в колонне на уровне верхнего обреза фундамента с коэффициентом надежности по нагрузке  $\gamma_f = 1,0$ . Для фундамента крайних рядов колонн к нему необходимо добавлять значение изгибающего момента от усилий, передаваемых с фундаментных балок с эксцентриситетом  $e_{\phi,6}$ , равное  $M_{\phi,6} = N_{\phi,6} e_{\phi,6}$ . Значение эксцентриситета  $e_{\phi,6}$  определяется из условия опирания фундаментной балки на фундамент.

Расчетное сопротивление грунта на глубине  $d$  при конкретной ширине фундамента  $b$ :

при  $d \leq 2 \text{ м}$

$$R = R_0 [I + k_1(b - b_0)/b_0](d + d_0)/2d_0; \quad (7.7)$$

при  $d > 2$  м

$$R = R_0 [I + k_1(b - b_0)/b_0] + \gamma k_2(d - d_0), \quad (7.8)$$

где  $R_0$  – расчетное давление грунта, фиксированное для фундаментов шириной 1 м на глубине 2 м, принимаемое по результатам инженерно-геологических изысканий площадки строительства и по указаниям норм;  $b$  и  $d$  – соответственно ширина и глубина заложения проектируемого фундамента, м;  $b_0 = 1$  м;  $d_0 = 2$  м;  $\gamma$  – нагрузка от 1 м<sup>3</sup> грунта, расположенного выше подошвы фундамента, кН/м<sup>3</sup>;  $k_1 = 0,125$  – коэффициент, принимаемый для оснований, сложенных крупнообломочными и песчаными грунтами;  $k_1 = 0,05$  – то же, пылеватými песками, супесями, суглинками и глинами;  $k_2 = 0,25$  – коэффициент, принимаемый для оснований, сложенных крупнообломочными и песчаными грунтами;  $k_2 = 0,2$  – то же, супесями и суглинками;  $k_2 = 1,15$  – то же, глинами.

Напряжения под подошвой фундамента исчисляются по формуле

$$p = \frac{N_{inf}}{A} \left( 1 \pm \frac{6e}{l} \right), \quad (7.9)$$

где  $e = \frac{M_{inf}}{N_{inf}}$ .

При этом должны соблюдаться условия  $p_{max} \leq 1,2R$  и  $p_{min} \geq 0$ . Если условия выполняются, то размеры подошвы фундамента оставляют без изменения, если нет, то размеры подошвы фундамента увеличивают. Недопустим также большой запас несущей способности.

**Расчет на продавливание плитной части** внецентренно нагруженных железобетонных фундаментов производится из условия прочности только одной наиболее нагруженной грани пирамиды продавливания по усилиям от расчетных нагрузок при  $\gamma_f \geq 1$  из условия

$$F \leq R_{bt} b_m h_{o,pl}, \quad (7.10)$$

где  $F$  – величина продавливающей силы, принимаемая равной  $F = A_0 p_{max}$ , здесь  $A_0$  – часть площади основания фундамента, ограниченная нижним основанием рассматриваемой грани пирамиды продавливания и продолжением в плане соответствующих ребер,

$$A_0 = 0,5b(l - h_{cf} - 2h_{o,pl}) - 0,25(b - b_{cf} - 2h_{o,pl})^2, \quad (7.11)$$

при  $b - b_{cf} - 2h_{o,pl} \leq 0$  последний член в формуле не учитывается;  $b_{cf}, h_{cf}$  – ширина и высота сечения подколонника соответственно;

$p_{\max}$  – максимальное краевое давление на грунт от расчетной нагрузки с коэффициентом надежности по нагрузке  $\gamma_f = 1,0$ , приложенной на уровне верхнего обреза фундамента (без учета веса фундамента и грунта на его уступах), определяемое по формуле

$$p_{\max} = \frac{N}{A} + \frac{M}{W}, \quad (7.12)$$

$b_m$  – средний размер проверяемой грани вычисляется по формулам:

при  $b - b_{cf} > 2h_{0,pl}$

$$b_m = b_{cf} + h_{0,pl}; \quad (7.13)$$

при  $b - b_{cf} \leq 2h_{0,pl}$

$$b_m = 0,5(b + b_{cf}),$$

где  $h_{0,pl}$  – рабочая высота плиты

$$h_{0,pl} = h_{pl} - a, \quad (7.14)$$

где  $a$  – расстояние от низа подошвы плиты до центра арматуры фундамента, принимаемое равным 50...80 мм в зависимости от наличия или отсутствия подготовки.

#### 7.4. Определение сечений арматуры плитной части фундамента

Плита фундамента под действием реактивного давления грунта снизу работает на изгиб. Армирование фундамента по подошве определяют расчетом на изгиб по нормальным сечениям, проходящим по боковым граням ступеней и подколонника. Изгибающие моменты в  $i$ -м сечении на расстоянии  $c_i$  от наиболее нагруженного края фундамента на всю ширину фундамента при трапециевидной и треугольной эпюрах давления грунта ( $e \leq l/6$ ) в направлении действия момента  $M_x$  вычисляют по формуле

$$M_i = Nc_i^2(1 + 6e_x/l - 4e_x c_i/l^2)/2l. \quad (7.15)$$

Площадь арматуры определяют в следующей последовательности. Вычисляют коэффициент  $\alpha_m$

$$\alpha_m = \frac{M_{xi}}{R_b \gamma_{b1} b_i h_{0,i}^2}, \quad (7.16)$$

где  $b_i$  – ширина сжатой зоны (в верхней части) рассматриваемого сечения;  $h_{oi}$  – рабочая высота рассматриваемого сечения;  $\gamma_{b1} = 0,9$  – коэффициент условий работы для бетонных и железобетонных конструкций при действии только постоянных и длительных нагрузок, вводимый к расчетным сопротивлениям  $R_b$  и  $R_{bt}$ .

Требуемую площадь сечения растянутой арматуры находим по формуле

$$A_s = R_b b h_0 (1 - \sqrt{1 - \alpha_m}) / R_s. \quad (7.17)$$

Примеры армирования подошвы фундамента приведены на рис. 7.2. В случае когда меньшая из сторон подошвы фундамента имеет размер  $b \leq 3$  м, следует применять сетки с рабочей арматурой в двух направлениях (рис. 7.2, а). При  $b > 3$  м применяются отдельные сетки с рабочей арматурой в одном направлении, укладываемые в двух плоскостях. При этом рабочая арматура, параллельная большей стороне подошвы  $l$ , укладывается снизу. Сетки в каждой из плоскостей укладываются без нахлестки с расстоянием между ними не более 200 мм (рис. 7.2, б). При больших размерах подошвы фундамента  $b > 3$  м экономичнее применять вязаные сетки, в которых отсутствует монтажная арматура. Минимальный диаметр рабочей арматуры сеток подошвы принимается равным 10 мм вдоль стороны  $l \leq 3$  м и 12 мм при  $l > 3$  м.

Железобетонные подколонники армируют вертикальными сварными плоскими сетками, объединяемыми в пространственный каркас. Сетки рекомендуется ставить по четырем сторонам подколонника (рис. 7.3).

При расчетном или конструктивном армировании подколонника диаметр продольных стержней вертикальной арматуры принимается не менее 12 мм.

Горизонтальное армирование стаканной части подколонника осуществляется сварными плоскими сетками с расположением продольных стержней у наружных и внутренних поверхностей стенок стакана. Продольная вертикальная арматура должна размещаться внутри горизонтальных сеток. Диаметр стержней сеток принимается не менее 8 мм и не менее четверти диаметра продольной арматуры вертикального армирования подколонника.



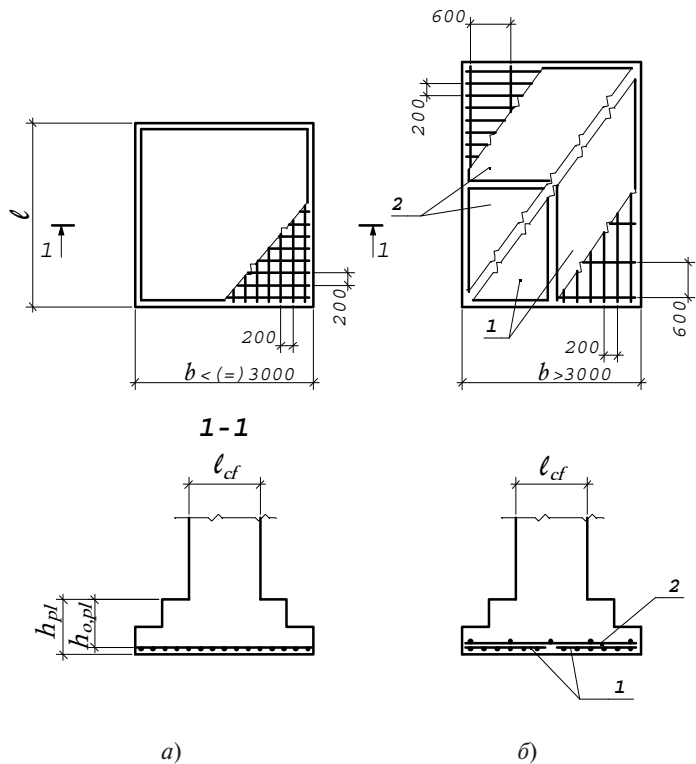


Рис. 7.2. Армирование подошвы фундамента:  
*a* – при  $b \leq 3$  м; *б* – при  $b > 3$  м; 1 – нижние сетки; 2 – верхние сетки

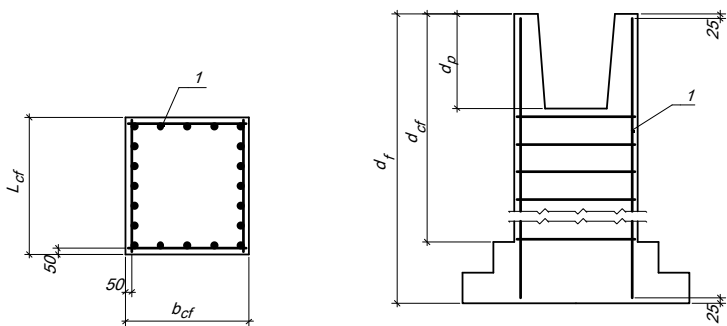


Рис. 7.3. Армирование железобетонного подколонника  
 пространственными каркасами, собираемыми из плоских сеток:  
 1 – арматурная сетка

Расположение сеток следует принимать по рис. 7.4. В пределах высоты стакана стенки армируют горизонтальными сетками в количестве пяти штук при глубине 700 мм и шести при большей глубине.

Толщина защитного слоя бетона для рабочей арматуры подколонника должна быть не менее 30 мм, а для подошвы фундамента при условии устройства под ним бетонной подготовки принимается равной 35 мм.

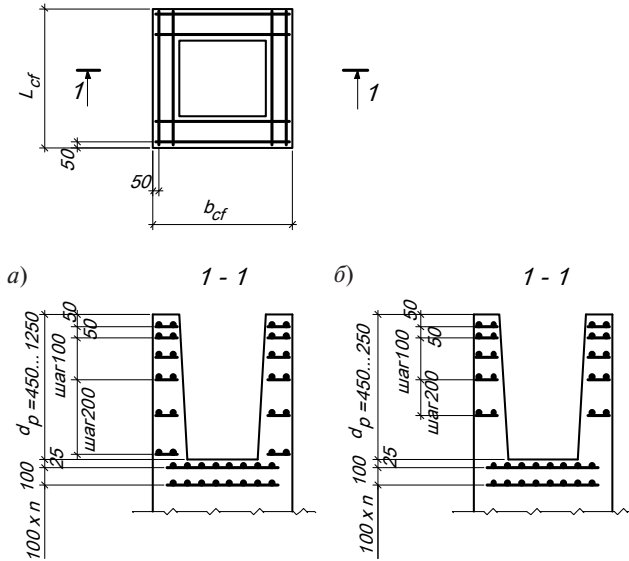


Рис. 7.4. Схема расположения горизонтальных сеток армирования подколонника: а – при  $e_a > lc/2$ ; б – при  $lc/6 < e_a \leq lc/2$

Расчет подколонника в сечениях по стакану производят как внецентренно нагруженного элемента с расчетным двутавровым сечением без учета  $\eta_v$ ,  $\eta_h$  и  $e_a$  на продольную силу ( $N-N_c$ ) и изгибающего момента в уровне заделанного конца колонны. Расчетное усилие  $N_c$  определяют по формуле

$$N_c = \alpha N, \quad (7.18)$$

где  $N$  – расчетное продольное усилие, передаваемое с колонны на фундамент;  $N_c$  – продольное усилие, передаваемое с колонны на плитную часть фундамента;  $\alpha$  – коэффициент, учитывающий час-

тичную передачу продольной силы  $N$  на плитную часть фундамента через стенки стакана и принимаемый равным

$$\alpha = (1 - 0,4R_{br}A_c/N), \text{ но не менее } 0,85, \quad (7.19)$$

где  $A_c = 2(b_c + h_c)d_c$  – площадь боковой поверхности колонны, заделанной в фундамент;  $R_{br}$  – расчетное сопротивление бетона замоноличивания стакана с учетом коэффициентов условий работы  $\gamma_{b1}$ ,  $\gamma_{b2}$  по табл. 5.2 СП 52-101–2003.

Для увеличения несущей способности подколонника по смятию бетона под торцом колонны ниже стакана устанавливают две горизонтальные сетки косвенного армирования (рис. 7.4, б). Бетонные столбики для опирания фундаментных балок, как правило, бетонируют после изготовления фундаментов, но могут бетонировать и одновременно.

## 7.5. Пример расчета фундамента

Дано: продольная сила в колонне на уровне верхнего обреза фундамента  $N = 1532,96$  кН; изгибающий момент  $M = 50,97$  кН·м (из расчета колонны); поперечная сила определена по изгибающим моментам в колонне

$$Q = -(M_B + M_H)/l = -(101,94 + 50,97)/6 = -25,5 \text{ кН};$$

грунт – супесь, коэффициент пористости  $e = 0,7$ ,  $I_L = 0$ ,  $R_0 = 250$  кПа; глубина промерзания – 1,6 м. Бетон фундамента В15,  $R_b = 8,5$  МПа,  $R_{br} = 0,75$  МПа. Арматура плитной части фундамента класса А300 с  $R_s = 270$  МПа.

Принимаем типовой размер подколонника: сечение подколонника  $l_{cf} \times b_{cf} = 900 \times 900$  мм; глубина стакана  $d_p = 800$  мм, размер стакана понизу – 500×500 мм, поверху – 550×550 мм.

### *Определение размеров подошвы и глубины заложения фундамента*

Глубина заложения фундамента из условия промерзания грунта  $d = 1,75$  м. Высота фундамента  $h = 1,75 - 0,15 = 1,60$  м. Нормативные нагрузки на фундамент:  $N_n = 1532,96/1,15 = 1333,0$  кН,  $M_n = 50,97/1,15 = 44,32$  кН·м,  $Q_n = -25,5/1,15 = -22,17$  кН.

Предварительно размер подошвы фундамента определяем из предположения, что относительный эксцентриситет равен  $e = l/10$

$$A = \frac{N}{0,75R_0 - \gamma_{mt}d} = \frac{1333}{0,75 \cdot 250 - 20 \cdot 1,75} = 8,68 \text{ м}^2.$$

Далее задаемся соотношением размеров подошвы фундамента  $b/l = 0,8$  и вычисляем ее размеры:

$$l = \sqrt{A/0,8} = \sqrt{8,68/0,8} = 3,294 \text{ м}; \quad b = 0,8 l = 0,8 \cdot 3,294 = 2,63 \text{ м}.$$

Назначаем размеры подошвы фундамента  $l \times b = 3,3 \times 2,7 \text{ м}$ ,  $A = 8,91 \text{ м}^2$ .

### ***Проверка несущей способности оснований***

Расчетное сопротивление грунта на глубине  $d$  при конкретной ширине фундамента  $b = 2,7 \text{ м}$ , при  $d = 1,75 \text{ м}$

$$R = R_0[1 + k_1(b - b_0)/b_0](d + d_0)/2d_0 = \\ = 250[1 + 0,05(2,7 - 1,0)/1,0](1,75 + 2,0)/2 \cdot 2 = 251 \text{ кПа}.$$

Продольная сила на уровне подошвы фундамента:

$$N_{inf} = N_n + Ad\gamma_{mt} = 1333 + 8,91 \cdot 1,75 \cdot 20 = 1635,94 \text{ кН}.$$

Изгибающий момент на уровне подошвы фундамента. Поперечная сила имеет знак, противоположный изгибающему моменту:

$$M_{inf} = M_n - Q_n h = 44,32 - 22,17 \cdot 1,6 = 6,63 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Напряжения под подошвой фундамента  $p_{max}$  и  $p_{min}$ :

$$p_{max} = \frac{N_{inf}}{A} \left(1 + \frac{6e}{l}\right) = \frac{1635,94}{8,91} \left(1 + \frac{6 \cdot 0,0041}{3,3}\right) = 184,98 < 1,2R = 298 \text{ кПа};$$

$$p_{min} = \frac{N_{inf}}{A} \left(1 - \frac{6e}{l}\right) = \frac{1635,94}{8,91} \left(1 - \frac{6 \cdot 0,0041}{3,3}\right) = 182,24 \text{ кПа},$$

где  $e = \frac{M_{inf}}{N_{inf}} = \frac{6,63}{1635,94} = 0,0041 \text{ м}$ . Фундамент практически центрально нагружен.

Размеры фундамента получились несколько завышенными. Принимаем размеры фундамента  $l \times b = 3,0 \times 2,4 \text{ м}$ ,  $A = 7,2 \text{ м}^2$ . Уточняем расчетное сопротивление грунта при ширине фундамента  $b = 2,4 \text{ м}$ ;  $R = 251 \text{ кПа}$ . Вычисляем максимальное давление под подошвой фундамента:

$$p_{max} = \frac{N_{inf}}{A} \left(1 + \frac{6e}{l}\right) = \frac{1635,94}{7,2} \left(1 + \frac{6 \cdot 0,0041}{3,0}\right) = 229 \text{ кПа} < 1,2 \cdot 251 = 296,4 \text{ кПа}.$$

Минимальное давление под подошвой фундамента:

$$p_{\min} = \frac{N_{\text{inf}}}{A} \left( 1 - \frac{6e}{l} \right) = \frac{1635,94}{7,2} \left( 1 - \frac{6 \cdot 0,0041}{3,0} \right) = 225 \text{ кПа.}$$

Среднее давление под подошвой фундамента:

$$p_m = (229 + 225)/2 = 227 \text{ кПа.}$$

Принимаем двухступенчатую подошву фундамента общей высотой  $h_{\text{пл}} = 0,6 \text{ м}$  (рис. 7.5). Размеры второй ступени  $l_1 \times b_1 = 2,1 \times 1,8 \text{ м}$ .

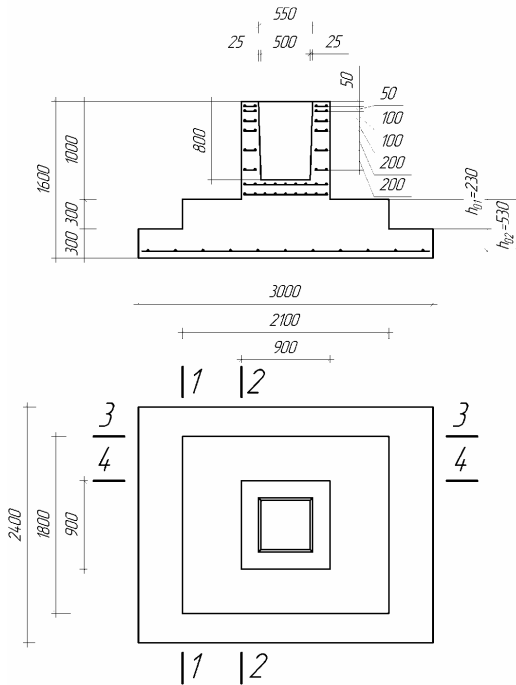


Рис. 7.5. Конструкция фундамента

### *Расчет на продавливание плитной части*

Расчет на продавливание плитной части внецентренно нагруженного фундамента производят из условия прочности только одной наиболее нагруженной грани пирамиды продавливания по усилиям от расчетных нагрузок при  $\gamma_f > 1$ . Определяем максимальное краевое давление на грунт от расчетной нагрузки с коэффи-

циентом надежности по нагрузке  $\gamma_f > 1,0$ , приложенной на уровне верхнего обреза фундамента (без учета веса фундамента и грунта на его уступах):

$$P_{\max} = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} = \frac{1532,96}{7,2} + \frac{6 \cdot 50,97}{2,4 \cdot 3,0^2} = 227 \text{ кПа.}$$

Продавливающая сила

$$F = A_0 p_{\max} = 1,2 \cdot 229 = 275 \text{ кН,}$$

где

$$A_0 = 0,5b(l - h_{cf} - 2h_{0,pl}) - 0,25(b - b_{cf} - 2h_{0,pl})^2 = \\ = 0,5 \cdot 2,4(3,0 - 0,9 - 2 \cdot 0,53) - 0,25(2,4 - 0,9 - 2 \cdot 0,53)^2 = 1,2 \text{ м.}$$

Рабочая высота подошвы фундамента

$$h_{0,pl} = h - a = 0,6 - 0,07 = 0,53 \text{ м.}$$

Проверяем прочность наиболее нагруженной грани на продавливание:

$$F = 275 < R_{br} b_m h_{0,pl} = 0,75 \cdot 1430 \cdot 530 = 568425 \text{ Н} = 568,425 \text{ кН,}$$

где  $b_m = b_{cf} + h_{0,pl} = 0,9 + 0,53 = 1,43 \text{ м.}$

Прочность наиболее нагруженной грани на продавливание обеспечена.

### ***Определение сечений арматуры плитной части фундамента***

Армирование фундамента по подошве определяют расчетом на изгиб по нормальным сечениям, проходящим по боковым граням ступеней и подколонника. Вычисляют изгибающий момент в сечении 1-1 на расстоянии  $c_1 = 0,45 \text{ м}$  от наиболее нагруженного края фундамента на всю ширину фундамента и в сечении 2-2 на расстоянии  $c_2 = 1,05 \text{ м}$  (рис. 7.5),  $e = M/N = 50,97/1532,96 = 0,033 \text{ м.}$

$$M_1 = Nc_1^2(1 + 6e/l - 4ec_1/l^2)/2l =$$

$$1532,96 \cdot 0,45^2(1 + 6 \cdot 0,033/3,0 - 4 \cdot 0,033 \cdot 0,45/3,0^2)/2 \cdot 3,0 = 54,81 \text{ кНм;}$$

$$M_2 = Nc_2^2(1 + 6e/l - 4ec_2/l^2)/2l =$$

$$1532,96 \cdot 1,05^2(1 + 6 \cdot 0,033/3,0 - 4 \cdot 0,033 \cdot 1,05/3,0^2)/2 \cdot 3,0 = 295,93 \text{ кНм.}$$

Подбор арматуры:

– сечение 1

$$h_{0,1} = h_1 - a = 300 - 70 = 230 \text{ мм};$$

$$\alpha_m = \frac{M_1}{R_b b h_{0,1}^2} = \frac{54,81 \cdot 10^6}{8,5 \cdot 2400 \cdot 230^2} = 0,05;$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,05} = 0,052;$$

$$A_{s1} = \frac{R_b b h_{0,1} \xi}{R_s} = \frac{8,5 \cdot 2400 \cdot 230 \cdot 0,052}{270} = 906 \text{ мм}^2;$$

– сечение 2

$$h_{0,2} = h_2 - a = 600 - 70 = 530 \text{ мм};$$

$$\alpha_m = \frac{M_2}{R_b b_1 h_{0,2}^2} = \frac{295,93 \cdot 10^6}{8,5 \cdot 1800 \cdot 530^2} = 0,069;$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,069} = 0,0716;$$

$$A_{s2} = \frac{R_b b h_{0,2} \xi}{R_s} = \frac{8,5 \cdot 1800 \cdot 530 \cdot 0,0716}{270} = 2149,2 \text{ мм}^2.$$

Принимаем 12 D 16 A300 с  $A_s = 2412 \text{ мм}^2$ .

В перпендикулярном направлении плита фундамента работает как центрально нагруженная со средним давлением  $p_m = 1532,96/7,2 = 212,9 \text{ кПа}$ .

Изгибающие моменты в сечениях 3–3 и 4–4:

$$M_3 = 0,125 p_m l (b - b_1)^2 = 0,125 \cdot 212,9 \cdot 3,0(2,4 - 1,8)^2 = 51,1 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_4 = 0,125 p_m l (b - b_{cf})^2 = 0,125 \cdot 212,9 \cdot 3,0(2,4 - 0,9)^2 = 179,63 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Подбор арматуры выполняют по моменту в сечениях 3–3 и 4–4:

$$\alpha_m = \frac{M_3}{R_b b h_{0,1}^2} = \frac{51,1 \cdot 10^6}{8,5 \cdot 3000 \cdot 230^2} = 0,0379;$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,0379} = 0,0386;$$

$$A_{s3} = \frac{R_b b h_{0,1} \xi}{R_s} = \frac{8,5 \cdot 3000 \cdot 230 \cdot 0,0386}{270} = 839,5 \text{ мм}^2;$$

$$\alpha_m = \frac{M_4}{R_b b h_{0,2}^2} = \frac{179,63 \cdot 10^6}{8,5 \cdot 2100 \cdot 530^2} = 0,0358;$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,0358} = 0,0365 ;$$

$$A_{s4} = \frac{R_b b h_{0,2} \xi}{R_s} = \frac{8,5 \cdot 2100 \cdot 530 \cdot 0,0365}{270} = 1278,9 \text{ мм}^2.$$

Принимаем 15 D12 A300 с  $A_s = 1696 \text{ мм}^2$ . Подошву армируем вязаной сеткой  $\frac{16A300 - 200}{12A300 - 200} 2970 \times 2370 \frac{85}{85}$ .



## Библиографический список

1. Свод правил СП 20.13330.2011. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07–85\*. Свод правил нагрузки и воздействия. Минрегион России. – М. : ОАО «ЦПП», 2011. – 80 с.
2. Свод правил СП 63.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01–2003. Минрегион России. – М. : ОАО «ЦПП», 2012. – 161 с.
3. ГОСТ Р 54257–2010. Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения и требования. Минрегион России. – М. : ОАО «ЦПП», 2011. – 29 с.
4. ГОСТ 21.503–80. Система проектной документации для строительства. Конструкции бетонные и железобетонные. Рабочие чертежи. – М. : Изд-во стандартов, 1981. – 18 с.
5. Свод правил СП 52-101–2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры. – М. : ФГУП ЦПП, 2004. – 54 с.
6. Свод правил СП 52-102–2004. Предварительно напряженные железобетонные конструкции. – М. : ФГУП ЦПП, 2004. – 36 с.
7. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона без предварительного напряжения арматуры (к СП 52-101–2003). – М. : ОАО ЦНИИПромзданий, 2005. – 212 с.
8. Пособие по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций из тяжелого бетона (к СП 52-102–2004). – М. : ОАО ЦНИИПромзданий, 2005. – 157 с.
9. Свод правил СП 22.13330.2011. Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01–83\* Минрегион России. – М. : ОАО «ЦПП», 2012. – 48 с.
10. Свод правил СП 50-101–2004. Проектирование и устройство оснований и фундаментов зданий и сооружений. – М. : ФГУП ЦПП, 2004. – 130 с.
11. Пособие по проектированию фундаментов на естественном основании под колонны зданий и сооружений (к СНиП 2.03.01–84 и СНиП 2.02.01–83). – М. : ЦИТП Госстроя СССР, 1987. – 112 с.

12. Типовые железобетонные конструкции зданий и сооружений для промышленного строительства / В.М. Спиридонов [и др.] ; под общ. ред. Г.И. Бердичевского. – 2-е изд., перераб. и доп. – М. : Стройиздат, 1981. – 488 с. – (Справочник проектировщика).
13. Ильяшев, А.С. Пособие по проектированию промышленных зданий : учеб. пособие для вузов по спец. «Промышленное и гражданское строительство»/А.С. Ильяшев, Ю.С. Тимянский, Ю.Н. Хромец ; под ред. Ю.Н. Хромца. – М. : Высш. шк., 1990. – 304 с.
14. Филиппов, В.А. Проектирование конструкций железобетонных одноэтажных производственных зданий : учеб. пособие / В.А. Филиппов. – Тольятти : ТГУ, 2007. – 193 с.

## Нормативные сопротивления бетона

Вид сопротивления	Нормативные сопротивления бетона $R_{b,n}$ и $R_{bt,n}$ и расчетные сопротивления для предельных состояний второй группы $R_{b,ser}$ и $R_{bt,ser}$ , МПа (кгс/см <sup>2</sup> ), при классе бетона по прочности на сжатие										
	B10	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
Сжатие осевое $R_{b,n}$ , $R_{b,ser}$	7,5 (8,7)	11,0 (112)	15,0 (153)	18,5 (188)	22,0 (224)	25,5 (260)	29,0 (296)	32,0 326	36,0 (367)	39,5 (403)	43,0 (438)
Растяжение $R_{bt,n}$ , $R_{bt,ser}$	0,85 (8,7)	1,10 (11,2)	1,35 (13,8)	1,55 (15,8)	1,75 (17,8)	1,95 (19,9)	2,10 (21,4)	2,25 (22,9)	2,45 (25,0)	2,60 (26,5)	275 (28,0)

Таблица П2

## Расчетные сопротивления бетона

Вид сопротивления	Расчетные сопротивления бетона для предельных состояний первой группы $R_b$ и $R_{bt}$ , МПа (кгс/см <sup>2</sup> ), при классе бетона по прочности на сжатие										
	B10	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
Сжатие осевое $R_b$	6,0 (61,2)	8,5 (86,5)	11,5 (117)	14,5 (148)	17,0 (173)	19,5 (199)	22,0 (224)	25 (255)	27,5 (280)	30,0 (306)	33,0 (336)
Растяжение $R_{bt}$	0,56 (5,7)	0,75 (7,6)	0,90 (9,2)	1,05 (10,7)	1,15 (11,7)	1,30 (13,3)	1,40 (14,3)	1,50 (15,3)	1,60 (16,3)	1,70 (17,3)	1,8 (18,3)

Таблица П3

## Начальный модуль упругости бетона при сжатии и растяжении

Значения начального модуля упругости бетона при сжатии и растяжении $E_b \cdot 10^{-3}$ , МПа (кгс/см <sup>2</sup> ), при классе бетона по прочности на сжатие										
B10	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
19,0 (194)	24 (245)	27 (280)	30 (306)	32,5 (331)	34,5 (352)	36 (367)	37 (377)	8,0 (387)	39,0 (398)	39,5 (403)

Таблица П4

Значение коэффициента  $\varphi_{b,cr}$ 

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

*Примечание.* Относительную влажность воздуха окружающей среды принимают по СНиП 23-01-99 как среднюю месячную относительную влажность наиболее теплого месяца для района строительства.

Таблица П5

Нормативные сопротивления стержневой арматуры

Арматура классов	Номинальный диаметр арматуры, мм	Нормативные значения сопротивления растяжению $R_{s,n}$ и расчетные значения сопротивления растяжению для предельных состояний второй группы $R_{s,ser}$ , МПа (кгс/см <sup>2</sup> )
A240	6–40	240 (2450)
A300	10–40	300 (3050)
A400	6–40	400 (4050)
A500	6–40	500 (5100)
A540	20–40	540 (5500)
A600	10–40	600 (6100)
A800	10–40	800 (8150)
A1000	10–40	1000 (1020)
B500	3–12	500 (5100)
B <sub>p</sub> 1200	8	1200 (12200)
B <sub>p</sub> 1300	7	1300 (13200)
B <sub>p</sub> 1400	4; 5; 6	1400 (14300)
B <sub>p</sub> 1500	3	1500 (15300)
K1400(K-7)	15	1400 (14300)
K1500(K-7)	6; 9; 12	1500 (15300)
K1500(K-19)	14	1500 (15300)

Таблица П6

## Расчетные сопротивления арматуры

Арматура классов	Расчетные значения сопротивления арматуры для предельных состояний первой группы, МПа (кгс/см <sup>2</sup> )		Арматура классов	Расчетные значения сопротивления арматуры для предельных состояний первой группы, МПа (кгс/см <sup>2</sup> )	
	растяжению $R_s$	сжатию $R_{sc}$		растяжению $R_s$	сжатию $R_{sc}$
A240	215 (2200)	215 (2200)	B500	415 (4250)	360 (3650)
A300	270 (2750)	270 (2750)	B <sub>p</sub> 1200	1000 (10200)	400 (4100)
A400	355 (3600)	355 (3600)	B <sub>p</sub> 1300	1070 (10900)	400 (4100)
A500	435 (4450)	400 (4100)	B <sub>p</sub> 1400	1170 (11900)	400 (4100)
A540	450 (4600)*	200 (2000)	B <sub>p</sub> 1500	1250 (12750)	400 (4100)
A600	520 (5300)	400 (4100)	K1400	1170 (11900)	400 (4100)
A800	695 (7050)	400 (4100)	K1500	1250 (12750)	400 (4100)
A1000	830 (8450)	400 (4100)			

\* Если при упрочнении вытяжкой арматуры класса А540 контролируется удлинение и напряжение арматуры, расчетное сопротивление растяжению  $R_s$  допускается принимать равным 490 МПа (5000 кгс/см<sup>2</sup>).

Таблица П7

## Модуль упругости арматуры

Класс арматуры	Модуль упругости арматуры $E_s$ , МПа (кгс/см <sup>2</sup> )	Класс арматуры	Модуль упругости арматуры $E_s \cdot 10^{-4}$ , МПа (кгс/см <sup>2</sup> )
A240...A1000	$2 \cdot 10^5$ ( $2 \cdot 10^6$ )	Bp1200...Bp1500	$2 \cdot 10^5$ ( $2 \cdot 10^6$ )
B500	$2 \cdot 10^5$ ( $2 \cdot 10^6$ )	K1400, K1500	$18 \cdot 10^5$ ( $1,8 \cdot 10^6$ )

Таблица П8

## Расчетное сопротивление растяжению поперечной арматуры

Класс арматуры	A240	A300	A400	A500	B500
Расчетное сопротивление поперечной арматуры $R_{sw}$ , МПа (кгс/см <sup>2</sup> )	170 (1730)	215 (2190)	285 (2900)	300 (3060)	300 (3060)

Таблица П9

Значения  $\xi_R$  и  $\alpha_R$ 

Класс арматуры	A240	A300	A400	A500	B500
Значение $\xi_R$	0,612	0,577	0,531	0,493	0,502
Значение $\alpha_R$	0,425	0,411	0,390	0,372	0,376

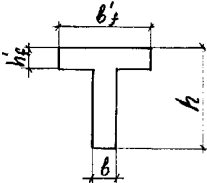
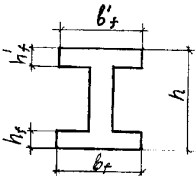
Таблица П10

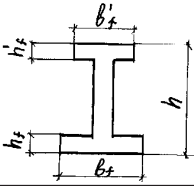
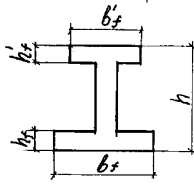
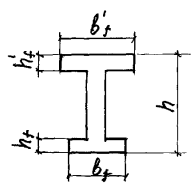
Значение  $\xi_R$  в предварительно напряженной арматуре

$\sigma_{sp}/R_s$	Значение $\xi_R$ при растянутой арматуре классов									
	A540	A600	A800	A1000	B <sub>p</sub> 1200	B <sub>p</sub> 1300	B <sub>p</sub> 1400	B <sub>p</sub> 1500	K1400	K1500
1,2	0,93	0,56	0,58	0,60	0,62	0,63	0,65	0,66	0,63	0,65
1,1	0,86	0,53	0,54	0,55	0,56	0,53	0,57	0,57	0,55	0,56
1,0	0,80	0,51	0,51	0,51	0,51	0,51	0,51	0,51	0,49	0,49
0,99	0,75	0,49	0,48	0,47	0,47	0,46	0,46	0,46	0,44	0,44
0,8	0,70	0,47	0,45	0,44	0,43	0,43	0,42	0,41	0,40	0,39
0,7	0,66	0,45	0,43	0,42	0,40	0,39	0,39	0,38	0,36	0,36
0,6	0,62	0,43	0,41	0,39	0,37	0,37	0,36	0,35	0,34	0,33
0,5	0,59	0,41	0,39	0,37	0,35	0,34	0,33	0,32	0,31	0,30

Таблица П11

Значение коэффициента  $\gamma$  при различных формах поперечного сечения элемента

Сечение	Коэффициент $\gamma$	Форма поперечного сечения
1. Тавровое с полкой, расположенной в сжатой зоне	1,3	
2. Двутавровое симметричное (коробчатое): а) при $b'_f/b = b_f/b \leq 2$ б) при $2 < b'_f/b = b_f/b \leq 6$ в) при $b'_f/b = b_f/b > 6$	1,35 1,25 1,20	

Сечение	Коэффициент $\gamma$	Форма поперечного сечения
3. Двутавровое несимметричное, удовлетворяющее условию $b'_f/b \leq 3$ : а) при $b_f/b \leq 2$ б) при $2 < b_f/b \leq 6$ в) при $b_f/b > 6$	1,20 1,15 1,10	
4. Двутавровое несимметричное, удовлетворяющее условию $b'_f/b < 3$ : а) при $b_f/b \leq 4$ независимо от отношения $h_f/h$ б) при $b_f/b > 4$ и $h_f/h \geq 0,2$ в) при $b_f/b > 4$ и $h_f/h < 0,2$	1,25 1,20 1,25	
5. Двутавровое несимметричное, удовлетворяющее условию $b'_f/b \geq 8$ : а) при $h_f/h > 0,3$ б) при $h_f/h \leq 0,3$	1,50 1,25	

*Примечание.* Обозначения  $b_f$  и  $h_f$  соответствуют размерам полки, которая при расчете по образованию трещин является растянутой, а  $b'_f$  и  $h'_f$  – размерам полки, которая для этого случая расчета является сжатой.

Таблица П12

Значение коэффициента  $\zeta$

$\varphi_f$	$e_s/h_0$	Коэффициенты $\zeta = z/h_0$ при значениях $\mu_{sl}$ , равных										
		0,02	0,03	0,05	0,07	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,40	0,50
0,0	0,7	0,70	0,69	0,69	0,69	0,68	0,68	0,68	0,67	0,67	0,67	0,67
	0,8	0,77	0,76	0,74	0,73	0,72	0,70	0,69	0,68	0,68	0,67	0,66
	0,9	0,82	0,80	0,77	0,76	0,74	0,71	0,70	0,68	0,67	0,66	0,64
	1,0	0,84	0,82	0,78	0,77	0,74	0,71	0,69	0,67	0,66	0,64	0,62
	1,1	0,85	0,83	0,79	0,77	0,74	0,71	0,68	0,66	0,65	0,62	0,60
	$\geq 1,2$	0,85	0,83	0,79	0,77	0,74	0,70	0,67	0,65	0,63	0,60	0,58
0,2	0,7	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70
	0,8	0,79	0,79	0,78	0,77	0,77	0,76	0,75	0,75	0,74	0,74	0,73
	0,9	0,85	0,84	0,82	0,81	0,80	0,78	0,77	0,76	0,75	0,74	0,73
	1,0	0,87	0,86	0,84	0,83	0,81	0,79	0,77	0,76	0,75	0,74	0,72
	$\geq 1,2$	0,88	0,87	0,85	0,83	0,81	0,79	0,77	0,75	0,74	0,72	0,70

$\varphi_f$	$e_s/h_0$	Коэффициенты $\zeta = z/h_0$ при значениях $\mu\alpha_{s1}$ , равных										
		0,02	0,03	0,05	0,07	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,40	0,50
0,4	0,7	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70
	0,8	0,80	0,79	0,79	0,79	0,79	0,79	0,78	0,78	0,79	0,77	0,77
	0,9	0,87	0,86	0,84	0,83	0,82	0,81	0,80	0,80	0,80	0,79	0,78
	1,0	0,89	0,88	0,86	0,85	0,84	0,82	0,81	0,80	0,79	0,78	0,77
	$\geq 1,2$	0,88	0,87	0,86	0,85	0,84	0,8	0,81	0,80	0,79	0,77	0,76
0,6	0,8	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,79	0,79	0,79	0,79	0,79	0,79
	0,9	0,87	0,87	0,86	0,85	0,84	0,83	0,82	0,82	0,81	0,80	0,80
	1,0	0,89	0,88	0,87	0,87	0,86	0,84	0,83	0,83	0,82	0,81	0,80
	$\geq 1,2$	0,90	0,88	0,87	0,86	0,85	0,84	0,83	0,82	0,81	0,80	0,79
0,8	0,8	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80
	0,9	0,89	0,87	0,86	0,86	0,85	0,84	0,84	0,83	0,83	0,82	0,82
	1,0	0,89	0,89	0,88	0,87	0,87	0,86	0,85	0,84	0,83	0,83	0,82
	$\geq 1,2$	0,90	0,88	0,87	0,87	0,86	0,85	0,84	0,84	0,83	0,82	0,81

$$\varphi_f = \frac{(b'_f - b)h'_f + \alpha_{s1}A'_{sp} + \alpha_{s2}A'_s}{bh_0}; e_s = \frac{M_s}{P}; \mu\alpha_{s1} = \frac{\alpha_{s1}A'_{sp} + \alpha_{s1}A'_s}{bh_0}.$$

Таблица П13

Значения коэффициента  $\varphi_c$

$\varphi_f$	$e_s/h_0$	Коэффициент $\varphi_c$ при значениях $\mu\alpha_{s2}$ , равных															
		0,03	0,05	0,07	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,90	1,10	1,50	2,00
0,0	0,7	0,29	0,29	0,30	0,30	0,30	0,31	0,31	0,31	0,32	0,32	0,32	0,32	0,32	0,33	0,33	0,33
	0,8	0,18	0,20	0,21	0,22	0,24	0,25	0,26	0,27	0,28	0,28	0,29	0,29	0,30	0,31	0,31	0,32
	0,9	0,12	0,14	0,16	0,18	0,20	0,21	0,23	0,24	0,25	0,26	0,27	0,27	0,28	0,29	0,30	0,31
	1,0	0,09	0,11	0,13	0,15	0,18	0,19	0,20	0,21	0,23	0,24	0,25	0,26	0,27	0,28	0,29	0,30
	1,1	0,07	0,09	0,11	0,13	0,16	0,17	0,19	0,20	0,22	0,23	0,24	0,25	0,26	0,28	0,28	0,29
	1,2	0,06	0,08	0,10	0,12	0,14	0,16	0,18	0,19	0,21	0,22	0,23	0,24	0,26	0,27	0,28	0,29
	1,3	0,05	0,07	0,09	0,11	0,13	0,15	0,17	0,18	0,20	0,21	0,23	0,23	0,25	0,26	0,27	0,29
0,2	0,8	0,31	0,33	0,34	0,35	0,37	0,38	0,39	0,40	0,41	0,42	0,43	0,43	0,44	0,45	0,45	0,46
	0,9	0,18	0,21	0,23	0,26	0,29	0,31	0,33	0,34	0,36	0,38	0,39	0,40	0,41	0,42	0,43	0,444
	1,0	0,12	0,15	0,18	0,21	0,24	0,27	0,29	0,30	0,33	0,34	0,36	0,37	0,39	0,40	0,42	0,43
	1,1	0,09	0,12	0,15	0,17	0,21	0,24	0,26	0,28	0,30	0,32	0,34	0,35	0,37	0,39	0,40	0,43
	1,2	0,07	0,10	0,13	0,15	0,19	0,22	0,24	0,26	0,28	0,30	0,32	0,33	0,36	0,38	0,39	0,41
	1,3	0,07	0,09	0,11	0,14	0,17	0,20	0,22	0,24	0,27	0,29	0,31	0,32	0,35	0,37	0,38	0,40
0,4	0,8	0,46	0,47	0,48	0,50	0,51	0,53	0,54	0,54	0,56	0,57	0,57	0,58	0,59	0,59	0,60	0,60
	0,9	0,23	0,27	0,30	0,34	0,38	0,41	0,43	0,44	0,47	0,49	0,50	0,52	0,53	0,55	0,56	0,58
	1,0	0,14	0,18	0,22	0,25	0,30	0,33	0,36	0,38	0,41	0,44	0,46	0,47	0,50	0,52	0,54	0,55
	1,1	0,10	0,14	0,17	0,21	0,25	0,29	0,32	0,34	0,38	0,40	0,42	0,44	0,47	0,50	0,52	0,54



$\varphi_f$	$e_s/h_0$	Коэффициент $\varphi_c$ при значениях $\mu a_{s2}$ , равных															
		0,03	0,05	0,07	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,90	1,10	1,50	2,00
	1,2	0,10	0,11	0,14	0,18	0,22	0,26	0,29	0,31	0,35	0,38	0,40	0,42	0,45	0,48	0,50	0,52
	$\geq 1,3$	0,11	0,10	0,13	0,16	0,20	0,24	0,27	0,29	0,33	0,36	0,38	0,40	0,43	0,46	0,49	0,51
0,6	0,8	0,61	0,63	0,64	0,65	0,67	0,68	0,69	0,69	0,71	0,71	0,72	0,73	0,73	0,74	0,75	0,75
	0,9	0,28	0,33	0,37	0,41	0,46	0,50	0,52	0,54	0,58	0,60	0,62	0,63	0,62	0,68	0,69	0,71
	1,0	0,16	0,21	0,25	0,29	0,35	0,39	0,43	0,45	0,50	0,53	0,55	0,57	0,60	0,63	0,65	0,68
	1,1	0,13	0,15	0,19	0,23	0,29	0,33	0,37	0,40	0,44	0,48	0,51	0,53	0,56	0,60	0,62	0,65
	1,2	0,14	0,12	0,16	0,20	0,25	0,29	0,33	0,36	0,41	0,44	0,47	0,50	0,53	0,57	0,60	0,63
	1,3	0,15	0,13	0,14	0,17	0,23	0,27	0,30	0,33	0,38	0,42	0,45	0,47	0,41	0,45	0,58	0,62
0,8	0,8	0,79	0,80	0,80	0,81	0,83	0,84	0,85	0,85	0,86	0,87	0,87	0,88	0,88	0,89	0,90	0,90
	0,9	0,33	0,38	0,43	0,48	0,54	0,58	0,62	0,64	0,68	0,71	0,73	0,75	0,78	0,80	0,82	0,84
	1,0	0,17	0,23	0,27	0,33	0,40	0,45	0,49	0,52	0,57	0,61	0,64	0,66	0,70	0,74	0,77	0,80
	1,1	0,16	0,16	0,20	0,25	0,32	0,37	0,41	0,45	0,50	0,45	0,58	0,61	0,65	0,70	0,73	0,76
	1,2	0,17	0,16	0,17	0,21	0,27	0,32	0,36	0,40	0,46	0,50	0,54	0,57	0,61	0,66	0,70	0,74
	1,3	0,19	0,17	0,15	0,19	0,24	0,29	0,33	0,37	0,42	0,47	0,50	0,54	0,58	0,64	0,67	0,72
1,0	0,8	0,97	0,98	0,98	0,99	1,0	1,01	1,01	1,02	1,02	1,03	1,03	1,04	1,04	1,04	1,05	1,05
	0,9	0,37	0,44	0,49	0,55	0,62	0,67	0,71	0,74	0,78	0,82	0,84	0,86	0,89	0,93	0,95	0,97
	1,0	0,18	0,24	0,29	0,36	0,44	0,50	0,54	0,58	0,64	0,69	0,72	0,75	0,80	0,85	0,88	0,91
	1,1	0,19	0,18	0,22	0,27	0,34	0,40	0,46	0,49	0,56	0,61	0,65	0,69	0,73	0,79	0,83	0,87
	1,2	0,21	0,19	0,18	0,22	0,29	0,35	0,37	0,43	0,50	0,55	0,59	0,63	0,69	0,75	0,79	0,84
	1,3	0,23	0,21	0,19	0,20	0,26	0,31	0,36	0,39	0,46	0,51	0,56	0,59	0,65	0,71	0,76	0,81
		$\varphi_f = \frac{(b'_f - b)h'_f - (A'_{sp} + A_s)a_{s1}}{bh_0}; \mu a_{s2} = \frac{A_{sp} + A_s}{bh_0}; h_0 = \frac{M_s}{Ph_0}.$															

Таблица П14

Значения коэффициента  $S$  в зависимости от схемы балки и загрузки

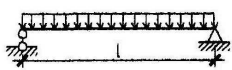
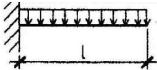
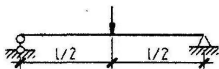
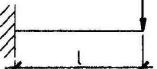
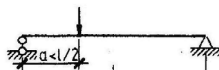
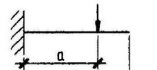
Схема загрузки свободно опёртой балки	Коэффициент $S$	Схема загрузки консольной балки	Коэффициент $S$
	$\frac{5}{48}$		$\frac{1}{4}$
	$\frac{1}{12}$		$\frac{1}{3}$
	$\frac{1}{8} - \frac{a^2}{8l^2}$		$\frac{a}{6l} \left( 3 - \frac{a}{l} \right)$

Таблица П15

## Сортамент арматуры

Номинальный диаметр, мм	Расчетная площадь поперечного сечения стержневой арматуры классов А и В, мм <sup>2</sup> , при числе стержней									Теоретическая масса 1 м, кгс	Диаметры арматуры классов		Максимальный размер сечения стержня периодического профиля
	1	2	3	4	5	6	7	8	9		В	А	
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	-	+	18,0
18	254,5	509	763	1018	1275	1527	1781	2036	2290	1,998	-	+	20,0
20	314,2	628	942	1256	1571	1885	2199	2513	2827	2,466	-	+	22,0
22	380,1	760	1140	1520	1900	2281	2661	3041	3421	2,984	-	+	24,0
25	490,9	982	1473	1963	2454	2945	3436	3927	4418	3,84	-	+	27,0
28	615,8	1232	1847	2463	3079	3695	4310	4926	5542	4,83	-	+	30,5
32	804,3	1609	2413	3217	4021	4826	5630	6434	7238	6,31	-	+	34,5
36	1017,8	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

Таблица П16

## Сортамент арматурных канатов

Класс каната	Номинальный диаметр, мм	Теоретическая масса 1 м, кг	Расчетная площадь поперечного сечения арматурных канатов (мм <sup>2</sup> ) при их числе				
			1	2	3	4	5
К-7	6	0,173	22,7	45,4	68,1	90,8	113,5
	9	0,402	51	102	153	204	255
	12	0,714	90,6	181,2	271,8	362,4	453
	15	1,116	141,6	283,2	424,8	566,4	708
К-19	14	1,014	128,7	257,4	386,1	514,8	643,5

Класс каната	Номинальный диаметр, мм	Теоретическая масса 1 м, кг	Расчетная площадь поперечного сечения арматурных канатов (мм <sup>2</sup> ) при их числе				
			1	2	3	4	5
К-7	6	0,173	136,2	158,9	181,6	204,3	227,0
	9	0,402	306	357	408	459	510
	12	0,714	543,6	634,2	724,8	815,4	906
	15	1,116	849,6	991,2	1132,8	1274,4	1416
К-19	14	1,014	772	900,9	1029,6	1158,3	1287

Таблица П17

Таблица для расчета многоэтажных многопролетных рам  
Ригели рамы на крайних опорах, жестко соединенные с колоннами

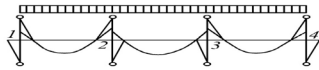
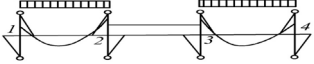
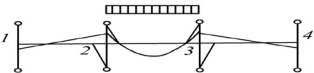
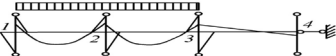
Схема загрузки и эпюры моментов	$k$	Опорные моменты			
		$M_{12}$	$M_{21}$	$M_{23}$	$M_{32}$
	0,5	-0,072	-0,090	-0,083	-0,083
	1	-0,063	-0,091	-0,085	-0,085
	2	-0,054	-0,093	-0,087	-0,087
	3	-0,046	-0,095	-0,088	-0,088
	4	-0,039	-0,097	-0,089	-0,089
	5	-0,033	-0,099	-0,090	-0,090
	6	-0,027	-0,100	-0,091	-0,091

Схема загрузки и эпюры моментов	$k$	Опорные моменты			
		$M_{12}$	$M_{21}$	$M_{23}$	$M_{32}$
	0,5	-0,077	-0,079	-0,006	-0,006
	1	-0,070	-0,074	-0,012	-0,012
	2	-0,062	-0,068	-0,018	-0,018
	3	-0,055	-0,065	-0,022	-0,022
	4	-0,048	-0,063	-0,026	-0,026
	5	-0,042	-0,063	-0,028	-0,028
	6	-0,036	-0,062	-0,030	-0,030
	0,5	0,005	-0,011	-0,077	-0,077
	1	0,007	-0,017	-0,073	-0,073
	2	0,008	-0,025	-0,069	-0,069
	3	0,009	-0,030	-0,066	-0,066
	4	0,009	-0,034	-0,063	-0,063
	5	0,009	-0,036	-0,062	-0,062
	6	0,009	-0,038	-0,061	-0,061
	0,5	-0,071	-0,092	-0,088	-0,072
	1	-0,062	-0,095	-0,094	-0,066
	2	-0,052	-0,101	-0,098	-0,059
	3	-0,045	-0,107	-0,100	-0,054
	4	-0,037	-0,112	-0,102	-0,050
	5	-0,032	-0,115	-0,104	-0,046
	6	-0,026	-0,117	-0,105	-0,043