

**Министерство сельского хозяйства Российской Федерации
ФГБОУ ВПО «Кубанский государственный аграрный университет»**

**ЗАДАНИЕ И МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ
ПО ВЫПОЛНЕНИЮ КУРСОВОГО ПРОЕКТА
«РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ КАРКАСА
МНОГОЭТАЖНОГО ПРОМЫШЛЕННОГО ЗДАНИЯ»
ДЛЯ СТУДЕНТОВ, ОБУЧАЮЩИХСЯ ПО НАПРАВЛЕНИЮ
«СТРОИТЕЛЬСТВО» (БАКАЛАВРЫ)
(ДЛЯ ОЧНОЙ И ЗАОЧНОЙ ФОРМЫ ОБУЧЕНИЯ)**



Краснодар, 2012 г.

Одобрено методической комиссией
Инженерно–строительного факультета

«24» сентября 2012 г. протокол № 1

Составители: профессор Божков В. И., магистр Лейер Д. В.

Рецензент: профессор кафедры «Оснований и фундаментов»,
к. т. н. Ляшенко П. А.

ОГЛАВЛЕНИЕ

СТР.

1 КРАТКАЯ РАБОЧАЯ ПРОГРАММА И ТРЕБОВАНИЯ К ОФОРМЛЕНИЮ КУРСОВОГО ПРОЕКТА.....	4
2 ОСНОВНЫЕ СВЕДЕНИЯ О БЕТОННЫХ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЯХ.....	6
2.1 Сущность железобетона	6
2.2 Достоинства и недостатки железобетона.....	6
2.3 Способы изготовления и возведения железобетонных конструкций.....	7
2.4 Классификация бетонов, структура бетона	7
2.5 Основы прочности бетона.....	8
2.6 Кубиковая прочность бетона. Призменная прочность бетона	9
2.7 Прочность бетона при растяжении	10
2.8 Прочность бетона при местном сжатии	10
2.9 Показатели качества бетона. Классы и марки бетона	11
2.10 Классификация арматуры	11
2.11 Назначение и виды арматуры	12
2.12 Применение арматуры в железобетонных изделиях	13
2.13 Железобетон. Технологические схемы заводского производства железобетонных конструкций.....	14
2.14 Сцепление арматуры с бетоном. Анкеровка арматуры с бетоном	15
2.15 Конструктивные особенности изгибаемых элементов	16
3 ПРИМЕР КОНСТРУИРОВАНИЯ СБОРНОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО КАРКАСА ЗДАНИЯ.....	17
4 ПРИМЕР РАСЧЕТА СБОРНОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО КАРКАСА ЗДАНИЯ.....	21
4.1 Компонировка сборного железобетонного каркаса здания.....	21
4.2 Расчет и конструирование пустотной панели перекрытия	22
4.3 Расчет и конструирование ребристой панели.....	30
4.4 Расчет и конструирование ригеля	37
4.5 Расчет и конструирование колонны.....	43
4.6 Расчет и конструирование фундамента	47
СПИСОК ИСПОЛЬЗУЕМЫХ ИСТОЧНИКОВ	49
Приложение А Задание на проектирование железобетонного каркаса здания	50
Приложение Б Пример оформления комплекта чертежей к курсовому проекту	52
Приложение В Формы оформления комплекта чертежей	61
Приложение Г Основные расчетные характеристики бетона. Расчетные коэффициенты	62
Приложение Д Основные расчетные характеристики арматуры. Сортамент.....	67

Приложение Е	Снеговые нагрузки	72
Приложение Ж	Ветровые нагрузки	75
Приложение И	Защитный слой бетона	79
Приложение К	Основные буквенные обозначения величин	80
Приложение Л	Типоразмеры пустотных панелей перекрытия.....	85
Приложение М	Типоразмеры ребристых плит покрытия	89
Приложение Н	Темы научных работ	90

1 КРАТКАЯ РАБОЧАЯ ПРОГРАММА И ТРЕБОВАНИЯ К ОФОРМЛЕНИЮ КУРСОВОГО ПРОЕКТА

Железобетонные конструкции имеют обширную область применения, поэтому техническая подготовка инженера-строителя любой специализации и профилизации должна включать углубленное изучение основ теории сопротивления железобетона и проектирования конструкций зданий и сооружений. Цель выполнения курсового проекта заключается в подготовке инженеров по промышленному и гражданскому строительству широкого профиля с углубленным изучением основ проектирования, изготовления, монтажа, усиления железобетонных и каменных конструкций зданий и сооружений.

Студент должен изучить:

- 1) физико-механические свойства бетона, стальной арматуры и железобетона;
- 2) особенности сопротивления железобетонных и каменных элементов при различных напряженных состояниях;
- 3) основы проектирования обычных и предварительно напряженных элементов;
- 4) конструктивные особенности основных железобетонных конструкций промышленных и гражданских зданий и сооружений;
- 5) принципы компоновки конструктивных схем зданий и сооружений;
- 6) основную нормативную и техническую документацию по проектированию железобетонных и каменных конструкций.

Студент должен уметь, пользуясь действующей нормативной, технической и справочной литературой, рассчитывать и конструировать железобетонные и каменные конструкции при различных силовых воздействиях, знать принципы применения ЭВМ.

В процессе изучения предмета необходимо выполнить курсовой проект по разработке проекта многоэтажного каркасного здания. Проект выполняется с обязательным соблюдением правил графического оформления, масштабов и условных обозначений, соответствующих требованиям ЕСКД и ГОСТов. Все расчеты следует выполнять в системе СИ в полном соответствии с требованиями СП 27.13330.2011 «Бетонные и железобетонные конструкции» (актуализированная редакция СНиП 2.03.01-84*) и СП 20.13330.2011 «Нагрузки и воздействия» (актуализированная редакция СНиП 2.01.07-84).

В ходе выполнения курсового проекта необходимо:

- 1) изучить классификацию железобетонных конструкций жилых, общественных, сельскохозяйственных и производственных зданий по конструктивным признакам;
- 2) выполнить сбор нагрузок, действующих на конструкцию;
- 3) определить свойства бетона и арматуры, соответствующих полученному заданию;
- 4) выполнить расчет конструкции;
- 5) разработать арматурный каркас конструкции согласно выполненному расчету.

Кроме того, каждому студенту необходимо выполнить научную работу, прилагаемую к курсовому проекту. Темы научных работ представлены в приложении Л.

Вариант выбирается индивидуально или по двум последним цифрам номера зачетки согласно таблице А1 и А2 приложения А. Например, номер зачетки 041415, значит номер варианта 15, соответственно по этим двум цифрам выбирается задание.

Целью курсового проекта является проектирование несущих конструкций связевого каркаса трехпролетного многоэтажного здания. В процессе выполнения курсового проекта необходимо выполнить расчет и конструирование следующих элементов: рядовой панели перекрытия, ребристой плиты покрытия, ригелем среднего пролета и средней колонной первого (нижнего) этажа. Каждую конструкцию нужно рассчитать по прочности (а панель перекрытий также по жесткости и

трещиностойкости) и разработать чертежи. Исходными данными для проектирования (приложение А) являются: размеры здания в плане по наружным осям $L_1 \times L_2$, расстояния между продольными и поперечными разбивочными осями $l_1 \times l_2$ (сетка колонн), количество и высота этажей, полезная нормативная нагрузка на 1 м^2 покрытия и перекрытий (включая постоянную, длительную и кратковременную) и классы рабочей арматуры. В курсовом проекте необходимо учесть снеговые нагрузки согласно района строительства. Учет ветровых нагрузок приведен в СП 20.13330.2011 «Нагрузки и воздействия». Перечисленных данных, однако, недостаточно для того, чтобы непосредственно приступить к разработке конструкций. Вначале необходимо скомпоновать здание, определить габариты каждой конструкции и расчетные пролеты. Напомним, что чертежи следует выполнять с учетом требований Системы проектной документации для строительства – СПДС [8, 9]. В курсовом проекте необходимо указать номер задания, в соответствии с которым выполнялись расчеты и чертежи.

В процессе расчета рекомендуем пользоваться размерностями: $1 \text{ м} = 1 \cdot 10^3 \text{ мм}$ и $1 \text{ кН} = 1 \cdot 10^3 \text{ Н}$. Через них удобно выражать и другие величины: нагрузку — $1 \text{ кН} / \text{м}^2 = 1 \text{ кПа}$; $1 \text{ кН} / \text{м} = 1 \text{ Н} / \text{мм}$; изгибающий момент — $1 \text{ кН} \cdot \text{м} = 1 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм}$; напряжения — $1 \text{ МПа} = 1 \text{ Н} / \text{мм}^2 = 1 \cdot 10^3 \text{ кН} / \text{м}^2 = 1 \cdot 10^3 \text{ кПа}$.

Курсовой проект состоит из пояснительной записки и чертежей. Пояснительная записка пишется от руки или в электронном виде на листах формата А4 в той последовательности, в которой ведется разработка проекта. Текстовая часть иллюстрируется четко оформленными схемами, эскизами, диаграммами и т.д. Графическая часть проекта представляется в виде чертежей на 1-2 листах формата А1. На них должны быть изображены:

- 1) конструктивные схемы здания с указанием основных несущих и ограждающих конструкций и их маркировки, т.е. план, продольные разрезы здания со связями в масштабе М:200;
- 2) опалубочные чертежи несущих и ограждающих конструкций (М 1:50, 1:100) и детали к ним в масштабе 1:20;
- 3) армирование несущих и ограждающих конструкций, арматурные каркасы и сетки (М 1:50), узлы и детали к ним (М 1:10, 1:20);
- 4) опалубочные чертежи, армирование пустотной и ребристой панелей (М 1:20);
- 5) опалубочные чертежи, армирование ригеля (М 1:20);
- 6) опалубочные чертежи, армирование колонн (М 1:20);
- 7) план и сечения фундамента (М 1:50). Армирование фундамента допускается располагать на его планах и сечениях при условии читаемости чертежей;
- 8) закладные детали (М 1:10, 1:20);
- 9) узлы сопряжений конструкций (М 1:10, 1:20);
- 10) спецификация элементов здания;
- 11) спецификация арматуры и закладных деталей разработанные конструкции.

Чертежи должны иметь необходимые обозначения размеров, диаметров арматуры, наименование закладных деталей, и т.д. без повторений. На листах должны быть примечания, характеризующие класс бетона и класс арматуры каждой конструкции, условия монтажа (монтажная сварка, заливка швов раствором, его марка и т.д.), если нет этого на чертежах.

2 ОСНОВНЫЕ СВЕДЕНИЯ О БЕТОННЫХ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЯХ

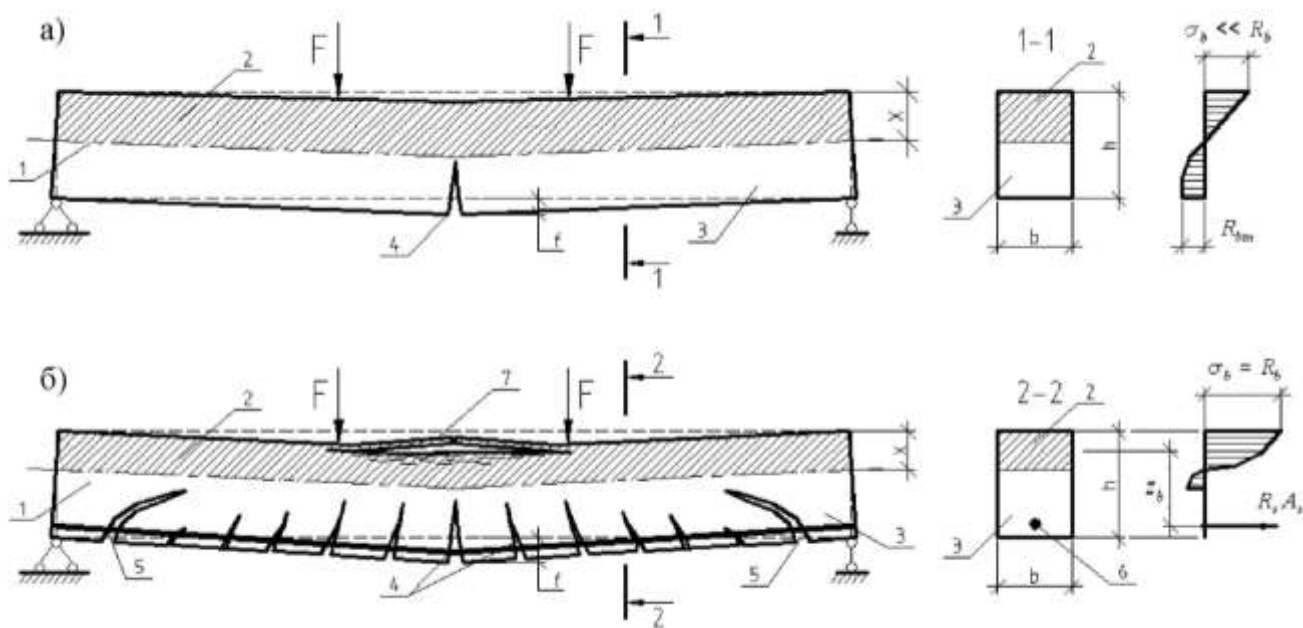
2.1 Сущность железобетона

Прочность бетона на растяжение в 15-20 раз ниже, чем прочность на сжатие. Предельная растяжимость бетона $\varepsilon_{btu} = 0,015\%$ (0,15 мм на 1 м), а предельная сжимаемость $\varepsilon_{bu} = 0,2\%$ (2 мм на 1 м). Низкая прочность на растяжение не позволяет использовать неармированный бетон в конструкциях, испытывающих растяжение. Поэтому из бетона выполняют конструкции, воспринимающие сжимающие усилия: стены, фундаменты, колонны, подпорные стенки и др.

Разрушение бетонных балок происходит от разрыва нижних наиболее растянутых волокон (рис. 2.1, а). При этом несущая способность сжатой зоны балки используется не более чем на 5...7%. Поэтому растянутую зону балки усиливают путем введения упрочняющих элементов, чаще всего, в виде стальной арматуры. Относительное удлинение стальной арматуры при растяжении в тысячу раз превышает относительное удлинение бетона.

При достаточном армировании железобетонная балка разрушится при полном исчерпании несущей способности сжатой зоны бетона (рис. 2.1, б).

Железобетон - это комплексный строительный материал, в котором бетон и арматура, соединенные взаимным сцеплением, работают под нагрузкой как единое монолитное тело. Бетон предназначается для восприятия преимущественно сжимающих усилий, а арматура – растягивающих.



1 – нулевая (нейтральная линия), 2 – сжатая зона балки; 3 – растянутая зона балки;
4 – нормальные трещины; 5 – наклонные трещины; 6 – стальная арматура;
7 – разрушение бетона сжатой зоны.

Рисунок 2.1 – Схема разрушения бетонной (а) и железобетонной (б) балок

2.2 Достоинства и недостатки железобетона

К *достоинствам* железобетонных конструкций относятся:

- 1) высокая прочность;
- 2) большая долговечность;

- 3) высокая степень огнестойкости;
- 4) стойкость против атмосферных воздействий;
- 5) малые эксплуатационные расходы на содержание;
- 6) гигиеничность;
- 7) экономичность ввиду повсеместной доступности сырья.

Недостатки железобетонных конструкций.

За счет сцепления с арматурой бетон работает под нагрузкой совместно с арматурой. Предельная растяжимость бетона в тысячу раз меньше предельной растяжимости стальной арматуры, поэтому при совместном растяжении цельность бетона сохраняется только в начальный период эксплуатации (см. рис. 2.1, б). Напряжения в арматуре в период образования трещин всегда незначительны по сравнению с предельной прочностью арматуры.

С увеличением внешней нагрузки в изгибаемых балках происходит развитие по высоте сечения балки трещин, резко уменьшается высота сжатой зоны, снижается жесткость балки, что приводит к возрастанию прогиба.

С учетом вышеизложенного к недостаткам железобетонных конструкций без предварительного напряжения относятся:

- 1) низкая трещиностойкость вследствие слабого включения в работу арматуры в период образования трещин, быстрое их раскрытие и быстрый рост прогибов;
- 2) нерациональность использования в железобетонных конструкциях без предварительного напряжения высокопрочной арматуры;
- 3) невыгодность использования бетонов повышенной и высокой прочности, поэтому железобетонные конструкции без предварительного напряжения обладают большой массой, что ограничивает величину перекрываемых пролетов;
- 4) большая трудоемкость при изготовлении;
- 5) большая звуко- и теплопроводность.

2.3 Способы изготовления и возведения железобетонных конструкций

Сборные конструкции - конструкции, возведение которых на строительной площадке производят из заранее изготовленных элементов.

Монолитные конструкции - конструкции, возведение которых осуществляют непосредственно на строительной площадке.

Сборно-монолитные конструкции - комплексные конструкции, в которых сборный и монолитный железобетон, укладываемый на месте строительства, работает под нагрузкой как одно целое.

2.4 Классификация бетонов, структура бетона

Для обеспечения долговечной и нормальной эксплуатации бетон для железобетонных конструкций должен иметь необходимые для этого физико-механические свойства:

- прочность;
- хорошее сцепление с арматурой;
- непроницаемость для защиты арматуры от коррозии;
- специальные требования: морозостойкость, жаростойкость, коррозионная стойкость и др.

Классификация бетонов:

1. По *структуре*:
 - а) плотные;
 - б) крупнопористые;

- в) поризованные;
 - г) ячеистые.
2. По *плотности*:
- а) особо тяжелые ($\rho > 2500 \text{ кг/м}^3$);
 - б) тяжелые ($\rho = 2200 - 2500 \text{ кг/м}^3$);
 - в) облегченные (чаще мелкозернистые) ($\rho = 1800 - 2200 \text{ кг/м}^3$);
 - г) легкие ($\rho = 800 - 1800 \text{ кг/м}^3$).
3. По *виду заполнителей*:
- а) на плотных заполнителях (щебень, песок, гравий);
 - б) на пористых заполнителях (естественных - пемза, перлит, ракушечник; искусственных - керамзит, шлак);
 - в) на специальных заполнителях.
4. По *зерновому составу*:
- а) крупнозернистые;
 - б) мелкозернистые.
5. По *условиям твердения*:
- а) бетоны естественного твердения;
 - б) бетоны, подвергнутые тепловлажностной обработке при атмосферном давлении;
 - в) бетоны, подвергнутые автоклавной обработке при высоком давлении и температуре.

Структура бетона оказывает большое влияние на прочность и деформативность бетона. Существенным фактором является количество воды, применяемой для приготовления бетонной смеси, оцениваемое водоцементным отношением В/Ц. Для химического соединения воды с цементом необходимо, чтобы $\text{В/Ц} \sim 0,2$; однако для достижения достаточной подвижности и удобоукладываемости бетонной смеси $\text{В/Ц}=0,5\ldots 0,6$ (подвижные бетонные смеси); $\text{В/Ц}=0,3\ldots 0,4$ (жесткие бетонные смеси). Избыточная химически несвязанная вода образует поры и капилляры в цементе камне, а затем, испаряясь, освобождает их. Таким образом, с уменьшением В/Ц уменьшается пористость цементного камня и прочность бетона увеличивается.

Структура бетона представляет собой пространственную решетку из цементного камня, заполненную зернами песка и щебня различной крупности и формы, пронизанную большим числом микропор и капилляров, которые содержат химически несвязанную воду, водяные пары и воздух.

2.5 Основы прочности бетона

В бетонном образце, подвергнутом сжатию, напряжения концентрируются на более жестких частицах, обладающих большим модулем упругости и в местах ослабленных порами. Вокруг пор и пустот по продольным площадкам возникают растягивающие структурные напряжения, уравниваемые сжимающими напряжениями.

Схема напряженного состояния бетонного образца при сжатии характеризуется следующим образом:

- а) концентрация самоуравновешивающихся напряжений вокруг пор;
- б) образование трещин разрыва бетона в поперечном направлении при осевом сжатии образца.

Поскольку в бетоне много пор и пустот, растягивающие напряжения у соседних пор накладываются, таким образом, кроме продольных сжимающих напряжений возникают поперечные растягивающие напряжения (вторичное поле напряжений).

Концентрация местных растягивающих напряжений приводит к появлению и развитию микротрещин в бетоне, которые соединяются с ростом нагрузки, образуя видимые трещины параллельные направлению действия сжимающей силы.

Трещины в дальнейшем раскрываются, наступает разрушение бетона.

2.6 Кубиковая прочность бетона. Призменная прочность бетона

Для определения прочности бетона на осевое сжатие обычно испытывают в прессе бетонные кубы с размером ребра 150 мм, характер разрушения которых обусловлен наличием или отсутствием сил трения, возникающих на контактных поверхностях между подушками пресса и гранями куба.

Несмазанный куб (рис. 2.2, а). Силы трения между подушками пресса и гранями куба препятствуют свободным поперечным деформациям куба и соответственно упрочняют бетон сверху и снизу. По мере удаления от торцевых граней куба влияние сил трения уменьшается, поэтому после разрушения куб приобретает форму 2-х пирамид сверху и снизу.

Смазанный куб (рис. 2.2, б). Если устранить силы трения смазкой контактных поверхностей, прочность бетонного куба будет меньше, поперечные деформации проявляются свободно, трещины разрыва становятся вертикальными. Временное сопротивление сжатию бетона для куба с ребром 150 мм равно R , с ребром 200 мм - $0,93 R$, с ребром 100 мм - $1,1R$. Это объясняется изменением эффекта обоймы с изменением размеров куба



а – несмазанный куб; б – смазанный куб, Δ – поперечные деформации бетона

Рисунок 2.2 – Характер разрушения бетонных кубов

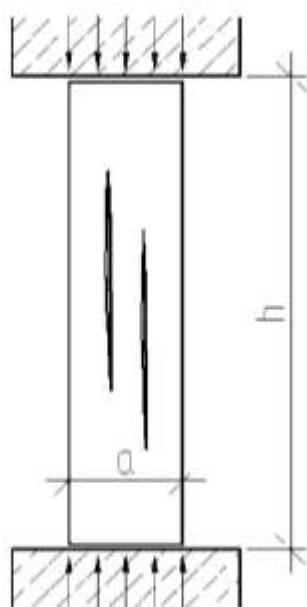


Рисунок 2.3 – Характер разрушения бетонной призмы

Так как железобетонные конструкции по форме отличаются от кубов, основной характеристикой прочности бетона сжатых элементов является призменная прочность R_b - временное сопротивление осевому сжатию бетонных призм. Призменная прочность меньше кубиковой, и она уменьшается с увеличением отношения h/a (рис. 2.3). Влияние сил трения на среднюю часть призмы уменьшается с увеличением ее высоты и при $h/a=4$ значение R_b становится стабильным и равно приблизительно $0,75R$ (75% от кубиковой прочности).

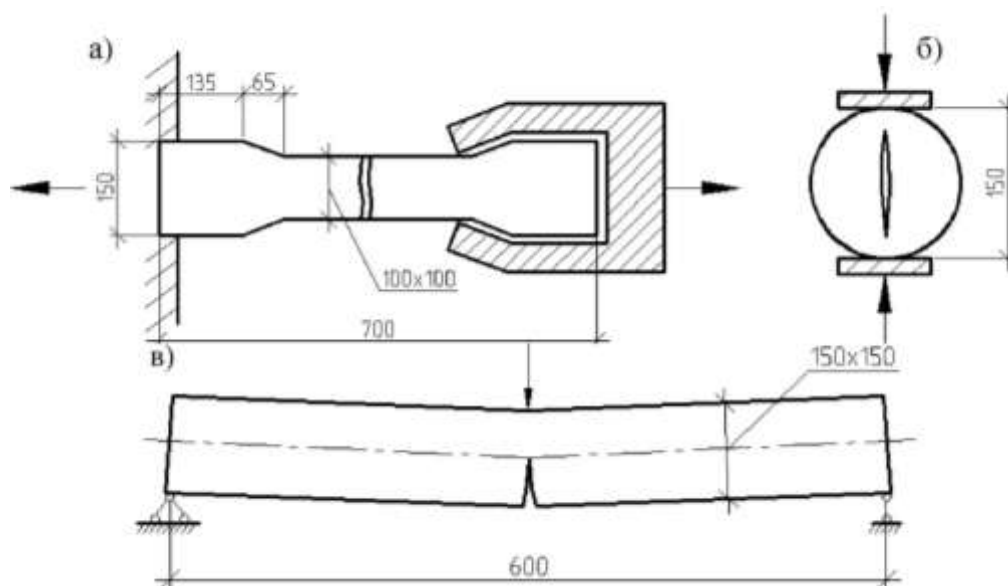
2.7 Прочность бетона при растяжении

Прочность бетона на растяжение в 15...20 раз меньше, чем при сжатии. Повышение прочности бетона на растяжение может быть достигнуто увеличением расхода цемента, уменьшением В/Ц, применением щебня с шероховатой поверхностью. Временное сопротивление бетона осевому растяжению R_{bt} определяют испытаниями:

- 1) на разрыв - образцов в виде восьмерки (рис. 2.4, а);
- 2) на раскалывание - образцов в виде цилиндров (рис. 2.4, б);
- 3) на изгиб - бетонных балок (рис. 2.4, в):

$$R_{bt} = \frac{M}{\chi W} = \frac{M}{1,7 \cdot \frac{bh^2}{6}} = \frac{3,5M}{bh^2}$$

где χ – учитывает криволинейный характер эпюры напряжений в бетоне растянутой зоны



а - на разрыв; б - на раскалывание; в - на изгиб

Рисунок 2.4 – Схемы испытания образцов для определения прочности бетона при осевом растяжении

2.8 Прочность бетона при местном сжатии

Когда нагрузка действует не на всю площадь элемента, а лишь на ее часть, местная прочность бетона оказывается выше. Повышение прочности объясняется удерживающим влиянием бетона ненарушенной части (бетонной обоймы). Прочность при местном сжатии - $R_{b,loc}$. Срез - разделение элемента на 2 части по сечению, к которому приложены перерезывающие силы (рис. 2.5, а). Временное сопротивление бетона на срез: $R_{sh} = 2R_{bt}$. Сопротивление бетона скалыванию (рис. 2.5, б) возникает при изгибе балок до появления в них наклонных трещин: $R_s \approx 1,5...2R_{bt}$.

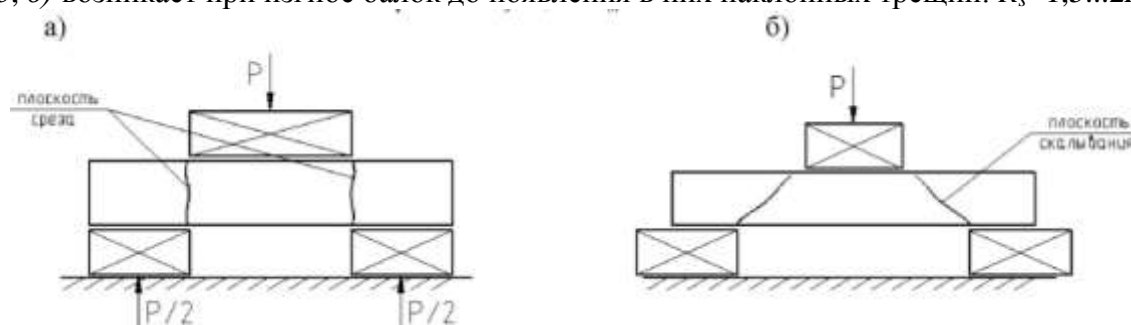


Рисунок 2.5 – Схемы испытания образцов на срез (а) и скалывание (б)

2.9 Показатели качества бетона. Классы и марки бетона

Качество конструкционного бетона характеризуется классами и марками в зависимости от назначения железобетонных конструкций и условий эксплуатации. Строительные нормы устанавливают следующие *показатели качества бетона*:

- класс бетона по прочности на осевое сжатие B ;
- класс бетона по прочности на осевое растяжение B_t ;
- марка по морозостойкости F ;
- марка по водонепроницаемости W ;
- марка по средней плотности D ;
- марка по самонапряжению S_p .

Классом бетона по прочности на осевое сжатие B (МПа) называется временное сопротивление сжатию бетонных кубов с размерами ребра 150 мм, испытанных в соответствии со стандартом через 28 суток хранения при температуре $20 \pm 2^\circ\text{C}$ с учетом статистической изменчивости прочности. В нормах на проектирование установлена обеспеченность (доверительная вероятность) 0,95. Для тяжелых бетонов установлены классы $B 7,5 \div B 60$.

Класс бетона по прочности на осевое растяжение: B_t $0,8 \div B_t 3,2$

Марка бетона по морозостойкости - характеризуется числом выдерживаемых бетоном циклов попеременных замораживания и оттаивания в насыщенном водой состоянии. После определенного числа циклов производят испытания бетонных кубов на сжатие. Снижение прочности на 15 % при таком количестве циклов определяет марку бетона по морозостойкости. $F 50 \div F 500$.

Марка бетона по водонепроницаемости - характеризуется предельным давлением воды ($\text{кг}/\text{см}^2$), при котором еще не наблюдается ее просачивание через испытываемый стандартный образец. $W 2 \div W 12$.

Марка бетона по средней плотности - гарантированная собственная масса бетона ($\text{кг}/\text{м}^3$): тяжелый бетон $D 2200 \div D 2500$.

Марка бетона по самонапряжению - значение предварительного напряжения в бетоне (на уровне центра тяжести арматуры), МПа, создаваемого в результате его расширения при коэффициенте продольного армирования $\mu = 0,01$, и контролируется на образцах-призмах размером $10 \times 10 \times 40 \text{ см}$. $S_p 0,6 \div S_p 4$.

Процесс твердения бетона значительно ускоряется при повышении температуры и влажности среды. При благоприятных условиях твердения прочность бетона может нарастать годами. Твердение бетона при отрицательной температуре резко замедляется или прекращается.

2.10 Классификация арматуры

1. По материалу:

- а) стальная;
- б) стеклопластиковая;
- в) углепластиковая.

2. По назначению:

- а) рабочая – это арматура, которая определяется расчетом и обеспечивает прочность конструкции;
- б) конструктивная – это арматура, которая также обеспечивает прочность конструктивных элементов и узлов, но расчетом не определяется, а устанавливается из практики проектирования и эксплуатации конструкций;
- в) арматура косвенного армирования – это арматура, устанавливаемая в сжатых элементах в основном в местах больших локальных напряжений, для сдерживания поперечных деформаций;
- г) монтажная – арматура, служащая для обеспечения проектного положения рабочей и равномерного распределения усилий между отдельными стержнями рабочей арматуры.

3. По способу изготовления:

- а) стержневая, горячекатаная ($d = 6...40$ мм);
 - б) проволочная, холоднотянутая ($d = 3...6$ мм).
4. По *виду поверхности*:
- а) гладкая;
 - б) периодического профиля (рифленая).
5. По *способу применения*:
- а) напрягаемая, подвергнутая предварительному натяжению до эксплуатации;
 - б) ненапрягаемая.
6. По *изгибной жесткости*:
- а) гибкая (стержневая и проволочная);
 - б) жесткая (из прокатных профилей).
7. По *способу упрочнения*:
- а) термически упрочненная, т.е. подвергнутая термической обработке;
 - б) упрочненная в холодном состоянии - вытяжкой или волочением.

2.11 Назначение и виды арматуры

Основным показателем качества арматуры является класс арматуры по прочности на растяжение, обозначаемый:

А - для горячекатаной и термомеханически упрочненной арматуры;

В - для холоднодеформированной арматуры;

Вр - для высокопрочной холоднодеформированной арматуры периодического профиля (рифленая);

К - для арматуры канатов.

Классы арматуры по прочности на растяжение отвечают гарантированному значению предела текучести физического или условного с обеспеченностью не менее 95%.

Для железобетонных конструкций без предварительного напряжения следует применять арматуру классов: А240, А300, А400, А500 (А-III), В500.

В качестве рабочей арматуры в конструкциях с предварительным напряжением следует назначать классы:

- горячекатаную и термомеханически упрочненную периодического профиля классов А600 (А-IV), А800 (А-V), А1000 (А-VI);
- холоднодеформированную периодического профиля классов от Вр1200 до Вр1500 (Вр-II);
- канатную 7- и 19- проволочную классов К1400 и К1500 (К-7, К-19);
- упрочненную вытяжкой периодического профиля класса А540 (А-Шв).

Сварные сетки (В - 500 $d = 3...5$ мм; А - 240, А - 300 $d = 6...10$ мм):

а) рулонные ($d_{max} = 5$ мм);

б) плоские.

Максимальная ширина сетки - 3800 мм; длина ограничивается массой сетки не более 900. 1300 кг и не более 9000 мм.

Сварные каркасы:

а) плоские;

б) пространственные.

Соотношение диаметров свариваемых поперечных и продольных стержней должно быть не менее 1/3. 1/4.

Наиболее эффективная напрягаемая арматура - *канат*. Периодический профиль каната обеспечивает надежное сцепление с бетоном, а большая длина позволяет избежать стыков.

Арматурные пучки состоят из отдельных параллельно расположенных проволок или канатов. Проволоки (14, 18 или 24 шт.) или канаты располагают по окружности с зазорами и обматывают мягкой проволокой.

2.12 Применение арматуры в железобетонных изделиях

Для ж/б конструкций без предварительного напряжения применяют арматуру классов: А240, А300, А400, А500, В500.

В качестве рабочей арматуры в конструкциях с предварительным напряжением следует назначать классы:

- горячекатаную и термомеханически упрочненную периодического профиля классов А600 (А-IV), А800 (А-V), А1000 (А-VI);
- холоднодеформированную периодического профиля классов от Вр1200 до Вр1500 (Вр-II);
- канатную 7- и 19- проволочную классов К1400 и К1500 (К-7, К-19);
- упрочненную вытяжкой периодического профиля класса А540 (А-Шв);

Сварные сетки (В - 500 $d = 3...5$ мм; А - 240, А - 300 $d = 6...10$ мм):

в) рулонные ($d_{\max} = 5$ мм);

г) плоские.

Максимальная ширина сетки - 3800 мм; длина ограничивается массой сетки не более 900. 1300 кг и не более 9000 мм.

Сварные каркасы:

в) плоские;

г) пространственные.

Соотношение диаметров свариваемых поперечных и продольных стержней должно быть не менее 1/3. 1/4.

Наиболее эффективная напрягаемая арматура - *канат*. Периодический профиль каната обеспечивает надежное сцепление с бетоном, а большая длина позволяет избежать стыков.

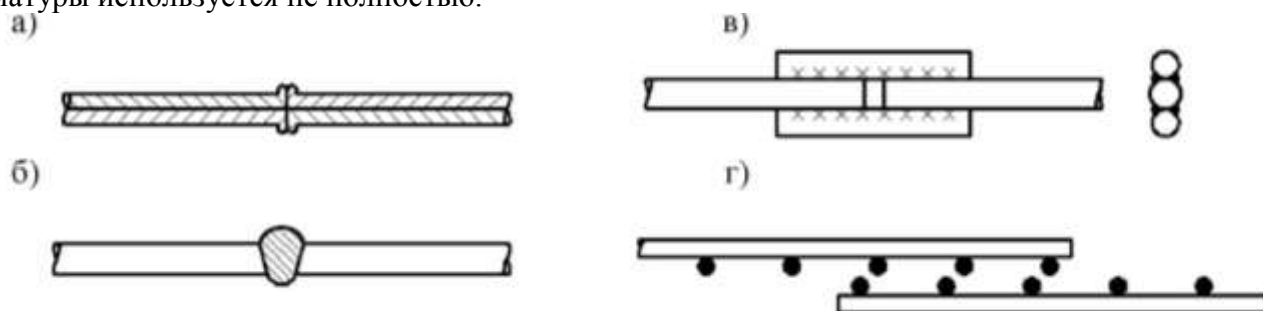
Арматурные пучки состоят из отдельных параллельно расположенных проволок или канатов. Проволоки (14, 18 или 24 шт.) или канаты располагают по окружности с зазорами и обматывают мягкой проволокой.

Соединения арматуры:

1. *Сварные стыки* (рис. 2.6, а, б, в)

2. *Стыки арматуры внахлестку без сварки* (рис. 2.6, г)

Перепуск концов стержней на 20...50d. Допускается применять в местах, где прочность арматуры используется не полностью.



а - контактная сварка «встык»; б - дуговая ванная сварка; в - сварка с накладками;
г - «внахлестку» без сварки.

Рисунок 2.6 – Соединения арматуры

2.13 Железобетон. Технологические схемы заводского производства железобетонных конструкций

Проектируя железобетонные элементы, предусматривают возможность высокопроизводительного труда при их изготовлении на специальных заводах и удобного монтажа на строительных площадках путем выбора оптимальных габаритов, экономичных форм сечения, рациональных форм армирования. Конструктивное решение элементов и технология заводского изготовления находятся в тесной взаимосвязи. Элементы, конструкция которых допускает их массовое изготовление на заводе или полигоне с использованием высокопроизводительных машин и механизмов без трудоемких ручных операций, являются технологичными. Производство сборных железобетонных элементов ведут по нескольким технологическим схемам.

Конвейерная технология. Элементы изготавливают в формах, установленных на вагонетках и перемещаемых по рельсам конвейера от одного агрегата к другому. По мере продвижения вагонетки последовательно выполняют необходимые технологические операции: установку арматурных каркасов, натяжение арматуры предварительно напряженных элементов, установка вкладышей-пустообразователей для элементов с пустотами, укладка бетонной смеси и ее уплотнение, извлечение вкладышей, термовлажностная обработка для ускорения твердения бетона. Все формы-вагонетки перемещаются в установленном принудительном ритме. Высокопроизводительную конвейерную применяют на крупных заводах при массовом выпуске элементов относительно малой массы.

Поточно-агрегатная технология. Технологические операции выполняются в соответствующих цехах завода. При этом агрегаты, выполняющие необходимые технологические операции, неподвижны, а форма с изделием перемещается от одного агрегата к другому кранами. Технологический ритм перемещения форм заранее не установлен и не является принудительным.

Стендовая технология. Ее особенность состоит в том, что изделия в процессе изготовления и тепловой обработки остаются неподвижными, а агрегаты, выполняющие технологические операции, перемещаются вдоль форм. Такие стенды оборудованы передвижными кранами, подвижными бетоноукладчиками, а также вибраторами для уплотнения бетонной смеси. Элементы изготавливают в гладких или профилированных формах (матрицах или кассетах). По стендовой технологии изготавливают крупноразмерные и предварительно напряженные элементы промышленных зданий (фермы, балки покрытий, подкрановые балки, колонны и др.).

Разновидностью стендовой технологии является **кассетный способ**. Элементы изготавливают на неподвижном стенде в пакете вертикальных металлических кассет, вмещающем одновременно несколько панелей. Сборка и разборка кассет механизированы. Арматурные каркасы размером на панель устанавливают в отсеках кассеты, а затем укладывают подвижную бетонную смесь, подаваемую пневматическим транспортом по трубам. Формование изделий в вертикальном положении дает ровную и гладкую поверхность плит и панелей.

Вибропрокатная технология. Плиты перекрытий и панели стен формируют на непрерывно движущейся ленте, гладкая или рефренная поверхность которой образует форму изделия. После укладки арматурного каркаса бетонную смесь, поданную на ленту, вибрируют и уплотняют с помощью расположенных сверху валков. Последовательно прокатываемые изделия, укрытые сверху и подогреваемые снизу, за время перемещения по ленте (в течение нескольких часов) набирают необходимую прочность и после охлаждения на стеллажах транспортируются на склад готовой продукции. Технологические операции подчинены единому ритму - скорости формирующей ленты.

Изготовить весь комплект сборных изделий, необходимых для возведения здания, по одной технологической схеме нельзя. Поэтому на заводах ЖБИ одновременно используют несколько технологических схем. Разработка новых прогрессивных конструкций в ряде случаев вызывает необходимость совершенствования технологической схемы или создания новой технологии, что, в свою очередь, может потребовать определенного приспособления конструкции к технологическим требованиям.

2.14 Сцепление арматуры с бетоном. Анкеровка арматуры с бетоном

Надежное сцепление арматуры с бетоном, препятствующее сдвигу арматуры в бетоне, является основным фактором, обеспечивающим совместную работу арматуры и бетона в железобетоне.

Надежное сцепление арматуры с бетоном создается *тремя основными факторами*:

- 1) сопротивление бетона усилиям смятия и среза, обусловленное выступами на поверхности арматуры (рис. 2.7), т.е. механическое зацепление арматуры за бетон (75% от общей величины сцепления). Сцепление рифленной арматуры в 2 ... 3 раза выше, чем гладкой арматуры. Надежно самоанкеруются витые канаты;
- 2) за счет сил трения, возникающих на поверхности арматуры благодаря обжатию стержней бетоном при его усадке;
- 3) 3) склеивание (адгезия) поверхности арматуры с бетоном.

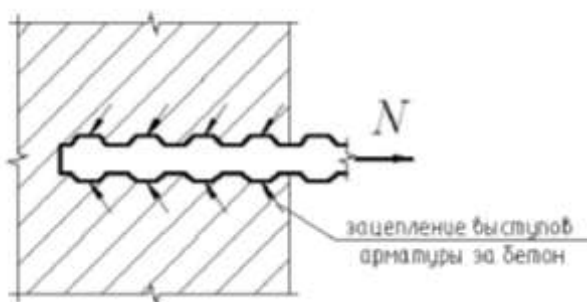


Рисунок 2.7 – Сцепление арматуры периодического профиля с бетоном

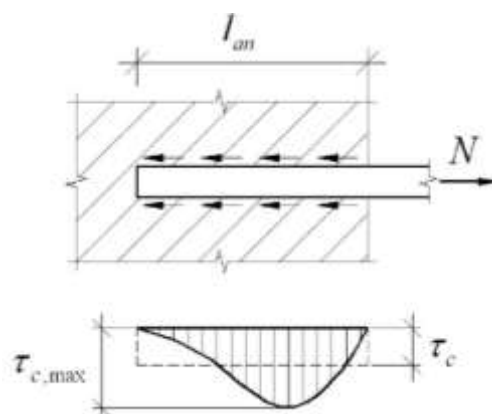
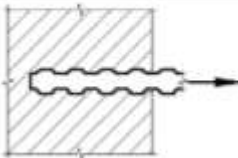
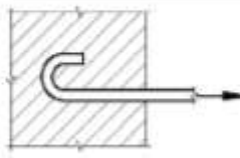
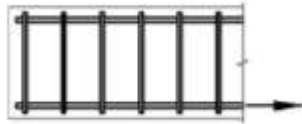
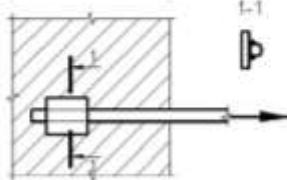


Рисунок 2.8 – Распределение напряжений сцепления арматуры с бетоном

Распределение напряжений сцепления арматуры с бетоном по длине заделки стержня неравномерно (рис. 2.8). Наибольшие напряжения $\tau_{c,max}$ действуют вблизи заделки и не зависят от длины анкеровки стержня l_{an} . В расчетах используют среднее напряжение сцепления, равное отношению усилия в стержне N к площади заделки: $\tau_c = N / (l_{an}u)$, где u - периметр сечения стержня. Следовательно, длина зоны анкеровки арматуры увеличивается с возрастанием ее прочности и диаметра (т.к. из формулы видно, что напряжение сцепления увеличивается со снижением диаметра арматуры).

Анкеровка - это закрепление концов арматуры в бетоне. Анкеровка обеспечивается:

<ul style="list-style-type: none"> • выступами периодического профиля арматуры; 	<ul style="list-style-type: none"> • загибами арматуры (класс А - 240); 
<ul style="list-style-type: none"> • стержнями поперечного направления; 	<ul style="list-style-type: none"> • при помощи специальных анкеров на концах стержней. 

2.15 Конструктивные особенности изгибаемых элементов

В целях обеспечения прочности при эксплуатации, транспортировании, хранении и монтаже, для восприятия неучитываемых расчетом различных усилий (усадочных, температурных), а также требуемой долговечности и совместной работы арматуры и бетона минимальный процент армирования / рабочей продольной арматуры принимают равным:

$$\mu_{\min} = \frac{100 \cdot A_{s,\min}}{A_b}; \quad A_{s,\min} = \frac{\mu_{\min} \cdot A_b}{100}$$

где $A_{s,\min}$ - минимальная площадь сечения рабочей продольной арматуры; $A_b = b \cdot h_0$ - площадь нормального сечения без учета свесов полки тавровых и двутавровых сечений.

Минимальный процент армирования рабочей продольной арматуры в изгибаемых элементах $\mu_{\min} = 0,05$. Максимальное содержание рабочей продольной арматуры в нормальных сечениях элементов принимают не более 3%.

Конструктивные требования к минимальным расстояниям между стержнями арматуры приведены в СП 27.13330.2011 «Бетонные и железобетонные конструкции».

Плита - плоская конструкция, толщина которой значительно меньше ширины и длины.

Минимальная толщина плит: 40 мм - плиты покрытий; 50 мм - плиты перекрытий жилых и общественных зданий; 60 мм - плиты перекрытий промышленных зданий.

Продольное армирование плиты - стержни укладываются параллельно направлению изгиба плиты. Плиты могут быть однопролетными и многопролетными, балочными и опертыми по контуру, сборными и монолитными. Плиты обычно армируют сварными сетками.

Диаметр рабочих стержней сварных сеток не менее 3 мм, вязаных сеток не менее 6 мм.

Расстояние между осями рабочих стержней S_1 должно быть не более 200 мм, если высота плиты h менее 150 мм. При высоте плиты 150 мм и более $S_1 = 1,5h$. *Поперечные стержни* располагают с шагом $S_2 = 250...300$ мм, но не реже чем через 350 мм. Общее сечение поперечных стержней принимают не менее 10% сечения рабочей арматуры.

Толщина защитного слоя для продольной рабочей арматуры в плитах принимается не менее 10. 15 мм.

Балка - это линейная конструкция, размеры поперечного сечения которой существенно меньше длины.

Конструктивные требования к размерам. Высота h кратно 50 мм, если $h < 600$ мм и кратно 100 мм, если $h > 600$ мм. Ширина $b \approx (0,3...0,5)h$, а именно 100, 120, 150, 200, 220, 250 мм и далее кратно 50 мм.

Железобетонные балки бывают прямоугольного, таврового, двутаврового, трапециевидного сечения. Балки армируются сварными и вязаными каркасами.

Минимальный диаметр рабочей арматуры - 12 мм. *Минимальный диаметр поперечной арматуры* в сварных каркасах задается из условия свариваемости. *Шаг поперечных стержней:*

- на опорных участках длиной 1/4 пролета (в зоне максимальной поперечной силы):

при $h < 450$ мм не более $h/2$ и не более 150 мм;

при $h > 450$ мм не более $h/3$ и не более 500 мм;

- на остальной части пролета.....не более $3h/4$ и не более 500 мм.

Расстояния между продольными стержнями сварных и вязаных каркасов приведены в СП 27.13330.2011 «Бетонные и железобетонные конструкции».

3 ПРИМЕР КОНСТРУИРОВАНИЯ СБОРНОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО КАРКАСА ЗДАНИЯ

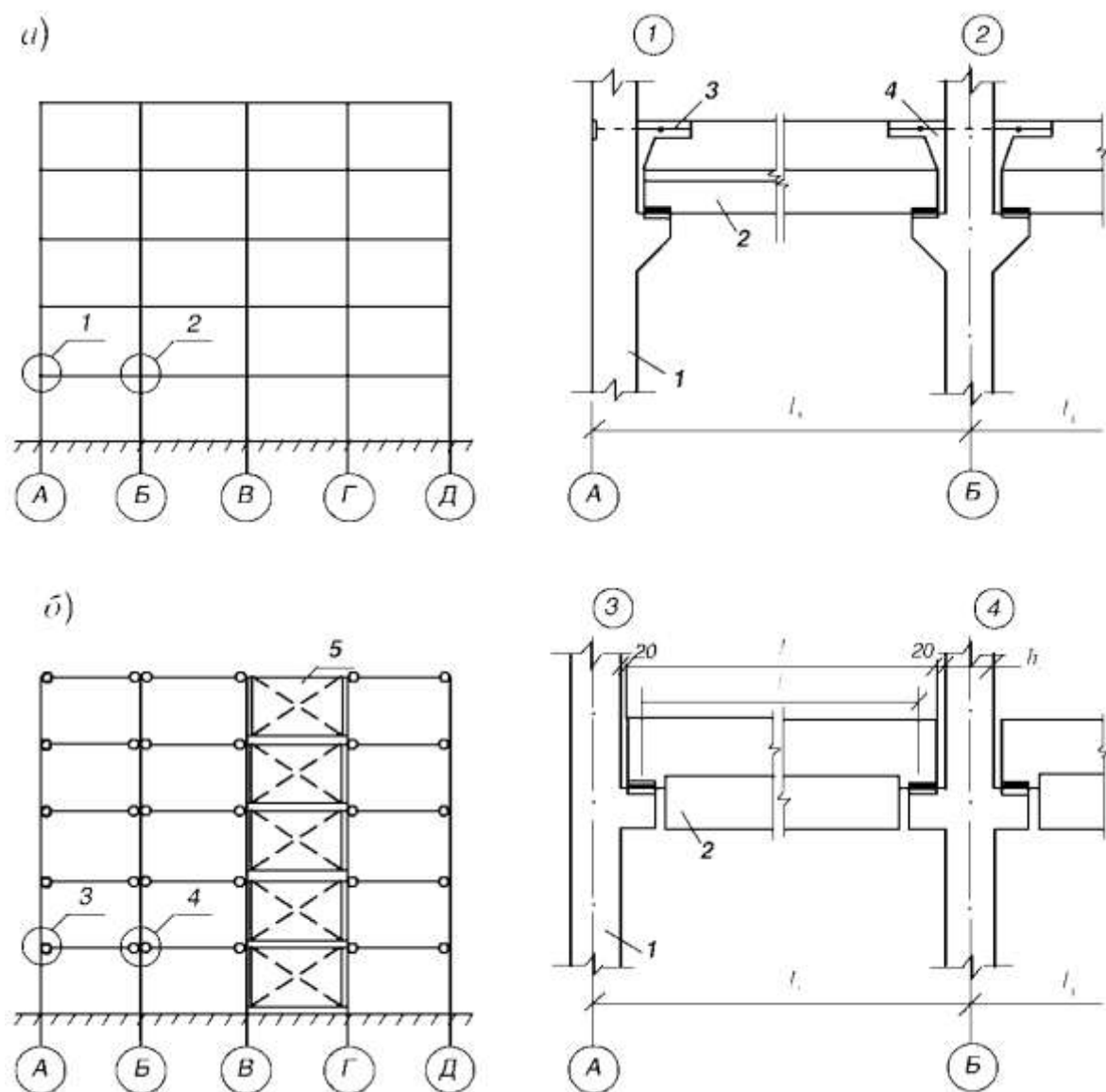
Целью курсового проекта является проектирование несущих конструкций связевого каркаса трехпролетного многоэтажного здания. В курсовом проекте необходимо выполнить расчет и конструирование основных, наиболее характерных, элементов: рядовой панели перекрытий, ригелем среднего пролета и средней колонной первого этажа. Каждую конструкцию нужно рассчитать по прочности (а панель перекрытий также по жесткости и трещиностойкости) и разработать чертежи.

Исходными данными для проектирования (приложение А) являются: размеры здания в плане по наружным осям $L1$ x $L2$, расстояния между продольными и поперечными разбивочными осями $l1$ x $l2$ (сетка колонн), количество и высота этажей, полезная нормативная нагрузка на 1 м^2 покрытия и перекрытий (включая постоянную, длительную и кратковременную) и классы рабочей арматуры. Перечисленных данных, однако, недостаточно для того, чтобы непосредственно приступить к разработке конструкций. Вначале необходимо скомпоновать здание, определить габариты каждой конструкции и расчетные пролеты. Напомним, что чертежи следует выполнять с учетом требований Системы проектной документации для строительства – СПДС [8, 9]. В курсовом проекте необходимо указать номер задания, в соответствии с которым выполнялись расчеты и чертежи.

Многоэтажными бывают не только жилые дома, но также здания производственного, административно-бытового и общественного назначения. Подобные здания чаще всего выполняют каркасными из сборного железобетона. *Каркас* — это пространственный остов, несущий вертикальные и горизонтальные нагрузки и собираемый из отдельных элементов: колонн, ригелей, панелей перекрытий и связей жесткости. *Панели* (плиты) перекрытий непосредственно воспринимают нагрузки на каждом этаже от веса пола, оборудования и людей. Эти нагрузки, вместе с собственным весом панелей, передаются на ригели; последние опираются своими концами на выступы (консоли) *колонн*. Причем колонна каждого этажа воспринимает нагрузку от колонн вышележащих этажей. Следовательно, самые нагруженные — колонны первого этажа, их устанавливают на *фундаменты*, через которые и передается на основание (грунт) вся нагрузка от здания.

Кроме вертикальных на здание действуют и горизонтальные нагрузки: ветровое давление, от торможения внутрицехового транспорта, а также случайные воздействия, не всегда поддающиеся учету. Совместное действие вертикальных и горизонтальных нагрузок может привести к потере общей устойчивости здания, если не обеспечить пространственную жесткость, т.е. жесткость в трех плоскостях: двух вертикальных и горизонтальной. Сделать это можно двумя способами.

Первый — создать жесткие узлы сопряжения ригелей с колоннами, которые в отличие от шарнирных способны воспринимать не только продольные и поперечные силы, но и изгибающие моменты. Такие каркасы называют рамными (рис. 3.1, а). Второй — соединить часть колонн специальными связями жесткости, сохранив шарнирное опирание ригелей на консоли колонн. Роль таких связей могут выполнять межкомнатные железобетонные перегородки — их называют диафрагмами жесткости. Подобный тип каркасов получил название связевого (рис. 3.1, б). В обоих случаях горизонтальными связями являются панели перекрытий которые образуют жесткие диски либо за счет приварки их к ригелям, либо за счет плотно замоноличенных продольных и поперечных швов между конструкциями. У каждой системы есть своя область применения. Например, рамные каркасы более трудоемки и материалоемки, но зато этажные пространства в них не перегораживаются диафрагмами, поэтому они предпочтительны для производственных зданий. Связевые каркасы применяют там, где по соображениям планировки перегородки не являются помехой: учреждения, школы, больницы, некоторые промышленные предприятия. В таких зданиях нагрузки на перекрытия сравнительно небольшие, поэтому и конструкции здесь более легкие — в них можно применять так называемые «скрытые» консоли колонн, не выступающие за габариты ригелей, что увеличивает объем помещений и улучшает их интерьер (рис. 3.1, б).



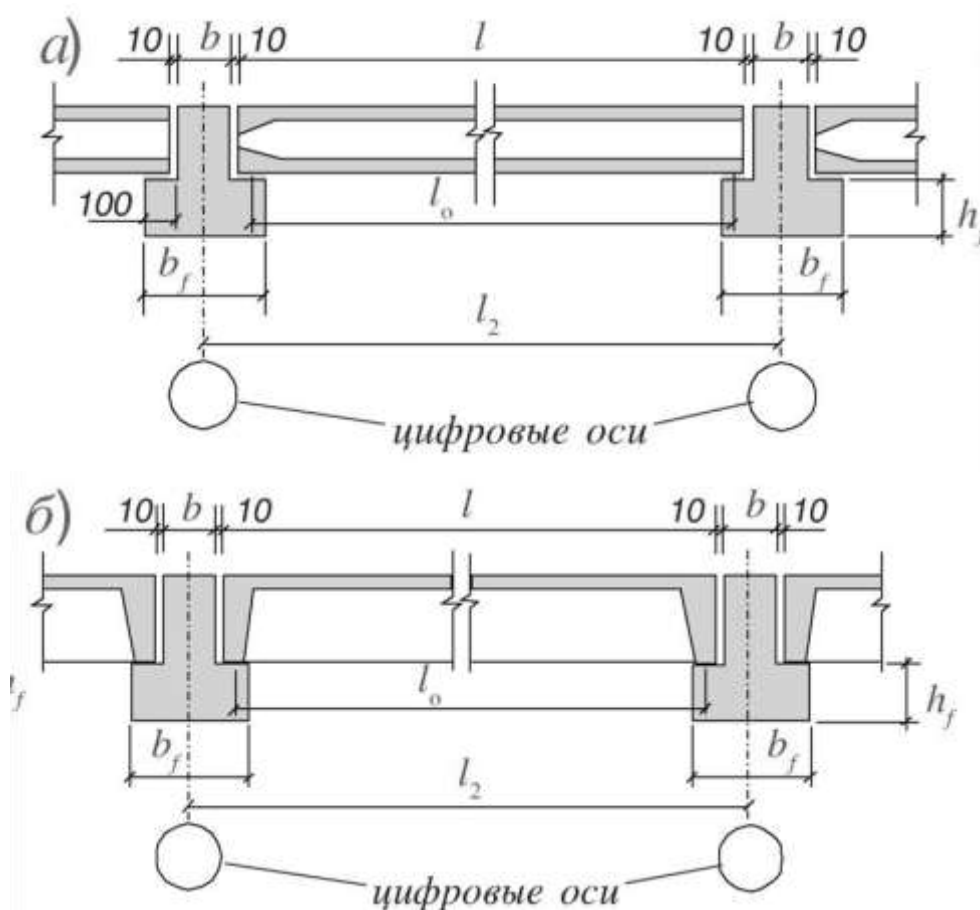
1 – колонна; 2 – ригель; 3 – выпуски арматуры;
 4 – бетон замоноличивания; 5 – диафрагма жесткости;
 l_1 – шаг колонн в поперечном направлении; l – проектная длина ригеля;
 l_0 – расчетный пролет ригеля; h_c – высота сечения колонны.

Рисунок 3.1 – Схемы рамного (а) и связевого (б) каркасов

Ригели ориентируются, как правило, в поперечном, а панели перекрытий – в продольном направлениях. Номинальная длина ригеля меньше расстояния между разбивочными осями на высоту сечения колонны h_c (рис. 3.1 б). Панели перекрытий, за редким исключением, опираются не на верхнюю грань, а на полки ригелей (делается это для увеличения полезной высоты помещений), поэтому номинальная длина панелей зависит не только от шага поперечных осей, но и от ширины сечения ригелей (рис. 3.2). Следует также помнить, что при изготовлении изделий и их монтаже фактические размеры и расстояния между осями могут отклоняться от проектных в большую или меньшую сторону. Отклонения ограничивают допусками, которые учитывают при проектировании: в чертежах предусматривают зазоры между элементами, которые должны обеспечивать также удобство заполнения их раствором или бетоном после монтажа. С учетом этих зазоров и назначают проектную длину конструкций.

Длины ригелей и размеры панелей зависят, кроме того, от типа привязки крайних колонн к наружным осям здания: для рамных каркасов применяют нулевую привязку (рис. 3.1 а), для связевых – осевую (рис. 3.1 б). В связевых каркасах применяют панели перекрытий обычно двух типов: пустотные с высотой сечения 220 мм и ребристые с высотой сечения от 300 до 400 мм (рис. 3.3). Ширину пустотных панелей принимают в пределах от 1,2 до 1,8 м, ребристых – от 1,2 до 1,5 м, доборных – не менее 0,6 м. По местоположению в перекрытии различают панели рядовые, межколонные средние и межколонные крайние. Межколонные могут иметь вырезы в торцах для огибания колонн.

Размеры сечения ригелей зависят от нагрузки и пролета; высота h колеблется от 450 до 600 мм, а ширина ребра b – от 200 до 300 мм. При этом ширина свесов полок, как правило, составляет 100 мм, а высота полки $h_f > 150$ мм. Данные для предварительного назначения сечения ригелей приведены в таблице 3.1. Пустотные панели укладывают на полки ригелей через выравнивающий слой раствора толщиной 10 мм, а ребристые прикрепляют сваркой закладных деталей (межколонные приваривают в любом случае). Колонны связевых каркасов имеют квадратное сечение, размеры которого обычно не меняют по всей высоте здания и определяют по колоннам первого этажа. При усилии от расчетной нагрузки в колонне более 2500 кН лучше принимать сечение 400 * 400 мм, менее 2000 кН — 300 * 300 мм, при иных значениях усилия — одно из этих или промежуточное сечение.



l – проектная длина панелей; l_0 – расчетный пролет панелей;
 l_2 – шаг колонн в продольном направлении; b – ширина ригеля;
 b_f – ширина полки ригеля; h_f – высота полки ригеля

Рисунок 3.2 – Опираение пустотных (а) и ребристых (б) панелей на полки ригелей

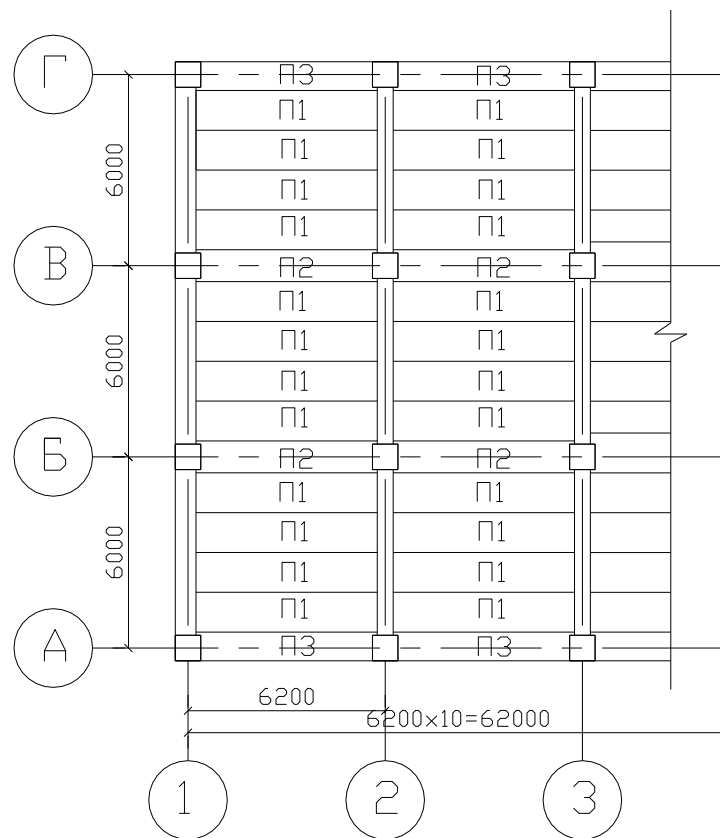


Рисунок 3.3 – Схема расположения ригелей и плит перекрытия

Таблица 3.1 Рекомендуемые размеры ригелей $b \times h$, мм

Расстояние между продольными осями l_1 , м	Шаг ригелей l_2 , м		
	5	6	7
при полезной расчетной нагрузке до 8 кПа			
5	200 × 450	200 × 450	200 × 450
6	200 × 450	200 × 450	200 × 500
7	200 × 500	200 × 550	200 × 550
при полезной расчетной нагрузке до 12 кПа			
5	200 × 450	200 × 450	200 × 500
6	200 × 500	200 × 500	200 × 550
7	200 × 600	300 × 550	300 × 550
при полезной расчетной нагрузке более 12 кПа			
5	200 × 500	200 × 500	200 × 550
6	200 × 550	200 × 600	300 × 550
7	300 × 550	300 × 600	300 × 600

4 ПРИМЕР РАСЧЕТА СБОРНОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО КАРКАСА ЗДАНИЯ

4.1 Компоновка сборного железобетонного каркаса здания

Требуется определить габаритные размеры несущих конструкций пятиэтажного трехпролетного каркасного здания связевого типа и вычертить схему расположения элементов каркаса: план перекрытия первого этажа, поперечный разрез, узлы и спецификацию.

Исходные данные: размеры в плане по наружным осям 18 х 62 м, сетка колонн 6 х 6,2 м, высота этажей в осях 4,2 м, панели перекрытий пустотные, район строительства г. Новосибирск (IV снеговой район согласно приложения Е [**Ошибка! Источник ссылки не найден.**]), нагрузки а перекрытие приведены в таблице 4.1 на покрытие — таблице 4.2, здание нормального уровня надежности.

Решение. Для назначения размеров сечения колонн приближенно, без учета собственного веса ригелей и колонн, определяем усилие от расчетной нагрузки в колонне первого этажа. По табл. 5.1 расчетная нагрузка на перекрытие равна 9,9 кПа. При четырех междуэтажных перекрытиях и грузовой площади колонны $6 \text{ м} \cdot 6,2 \text{ м} = 37,2 \text{ м}^2$ усилие в колонне составит $4 \cdot 9,9 \text{ кПа} \cdot 37,2 \text{ м}^2 = 1473 \text{ кН}$. По табл. 4.2 расчетная нагрузка на покрытие составляет 6,84 кПа, усилие в колонне от нее — $6,84 \text{ кПа} \cdot 37,2 \text{ м}^2 = 254 \text{ кН}$. Полное усилие в колонне: $1473 \text{ кН} + 254 \text{ кН} = 1727 \text{ кН}$ (что меньше 2000 кН). Принимаем сечение колонн 300 х 300 мм.

Так как привязка крайних колонн осевая, проектная длина ригелей $l = 6000 \text{ мм} - 300 - 40 = 5660 \text{ мм}$ (рис. 3.1-б).

Размеры сечения ригелей назначаем $b \times h = 200 \times 450 \text{ мм}$ с шириной полки $b_f = 400 \text{ мм}$ (табл. 4.1, рис. 4.2-а).

Тогда проектная длина панелей с учетом зазоров $l = 6200 \text{ мм} - 200 \text{ мм} - 20 \text{ мм} = 5980 \text{ мм}$. При расстоянии между продольными (буквенными) осями колонн 6000 мм номинальную ширину рядовых и средних межколонных панелей назначаем равной 1200 мм, а крайних межколонных — 750 мм (фактическая проектная ширина с учетом допусков будет на 10 мм меньше — 1190 и 740 мм). Колонны принимаем с поэтажной разрезкой, стыки колонн располагаем на расстоянии 650 мм от верха ригелей.

Вычерчиваем схемы расположения элементов скомпонованного каркаса, включая план первого этажа, поперечный разрез, узлы и спецификацию (Приложение Б, Лист 1). При этом предусматриваем в колоннах по осям А и Г одну консоль, в отличие от двух консолей в колоннах по осям Б и В; колонны, расположенные у торцевых стен, нагружены меньше остальных, поэтому всем им присваиваем разные марки — от К1 до К4. Ригели имеют две марки — однополочные у торцевых стен (на них опираются панели только с одной стороны) и двухполочные остальные. По-разному маркируем также панели перекрытий — рядовые, межколонные средние и межколонные крайние. Диафрагмы жесткости, лестничные клетки, наружные стеновые панели и другие элементы на схеме условно не показываем. Спецификацию заполняем после подсчета собственной массы конструкций, то есть после завершения их рабочих чертежей. Основную надпись выполняем согласно приложению В [8].

4.2 Расчет и конструирование пустотной панели перекрытия

С точки зрения статического расчета все типы панелей рассматривают как свободно опертые однопролетные балки, нагруженные равномерно распределенной нагрузкой q в кН/м. Для ее определения необходимо умножить распределенную по площади нагрузку (в кПа или кН/м²) на номинальную ширину панели (в м). Расчетный пролет l_0 принимают равным расстоянию между осями опор (рис. 4.2, а).

Пустотные панели рассчитывают по прочности как балки таврового сечения с полкой в сжатой зоне, а по второй группе предельных состояний — двутаврового. Ребристые панели рассчитывают как тавровые балки, заменяя трапецидальное сечение продольных ребер на прямоугольное. В ребристых панелях выполняют также расчет полки на местный изгиб (в поперечном направлении). При отсутствии поперечных ребер полку рассматривают как частично защемленную балку. Если имеются поперечные ребра, то полку рассчитывают как плиту, опертую по контуру.

В процессе расчета рекомендуем пользоваться размерностями: $1 \text{ м} = 1 \cdot 10^3 \text{ мм}$ и $1 \text{ кН} = 1 \cdot 10^3 \text{ Н}$. Через них удобно выражать и другие величины: нагрузку — $1 \text{ кН/м}^2 = 1 \text{ кПа}$; $1 \text{ кН/м} = 1 \text{ Н/мм}$; изгибающий момент — $1 \text{ кН} \cdot \text{м} = 1 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм}$; напряжения — $1 \text{ МПа} = 1 \text{ Н/мм}^2 = 1 \cdot 10^3 \text{ кН/м}^2 = 1 \cdot 10^3 \text{ кПа}$.

Требуется запроектировать пустотную панель перекрытия с номинальными размерами 1,2х6 м. Проектирование пустотной панели состоит из следующих этапов:

- 1) нагрузки и воздействия;
- 2) приведенные сечения;
- 3) расчет прочности нормальных и наклонных сечений;
- 4) расчет по образованию трещин;
- 5) расчет по раскрытию трещин;
- 6) расчет прогиба панели;
- 7) конструирование панели.

Исходные данные. Проектные размеры — 1190 мм • 5980 мм, высота сечения — 220 мм, бетон тяжелый класса В25 с характеристиками: $R_{bn}=18,5 \text{ МПа}$, $R_{bt}=1,6 \text{ МПа}$, $R_b=13,05 \text{ МПа}$, $R_{bt}=0,945 \text{ МПа}$ (расчетные характеристики бетона приведены в приложение Г) при $\gamma_{b2}=0,9$ (т.к. панель не подвержена действию особо кратковременных нагрузок), при изготовлении бетон подвергается тепловой обработке при атмосферном давлении, поэтому $E_b=27 \cdot 10^3 \text{ МПа}$. Продольная напрягаемая арматура (расчетные характеристики арматуры приведены в приложении Д) — стержни класса А-IV с характеристиками: $R_{sn}=590 \text{ МПа}$, $R_s=510 \text{ МПа}$, $E_s=19 \cdot 10^4 \text{ МПа}$; способ предварительного натяжения арматуры — электротермический на упоры формы. Примем предварительное напряжение арматуры $\sigma_{sp}=460 \text{ МПа}$. При электротермическом способе натяжения возможное отклонение величины контролируемого напряжения $p=30+360/l=30+360/6,4=86,25 \text{ МПа}$; тогда $\sigma_{sp}+p=460+86,25=546,25 \text{ МПа}$, что не превышает $R_{sn}=590 \text{ МПа}$. Поперечная арматура и сварные сетки — из проволоки класса Вр-I с характеристиками: $R_{sn}=490 \text{ МПа}$, $R_s=410 \text{ МПа}$, $R_{sw}=290 \text{ МПа}$, $E_s=17 \cdot 10^4 \text{ МПа}$. Предусмотрены шесть круглых пустот диаметром $d=159 \text{ мм}$. Нагрузки на плиту перекрытия приведены в таблице 4.1.

Нагрузки и воздействия. Глубина площадки опирания панели на полку ригеля: $(100-10)=90 \text{ мм}$ (где 100 мм — ширина свеса полки, 10 мм — зазор), тогда расчетный пролет панели $l_0=5980-2 \cdot 90/2=5890 \text{ мм}=5,89 \text{ м}$.

Погонные нагрузки на панель при номинальной ширине 1,2 м с учетом коэффициента надежности по назначению $\gamma_1=0,95$: расчетная $q=9,9 \cdot 0,95 \cdot 1,2=11,29 \text{ кН/м}$, нормативная полная $q_n=8,5 \cdot 0,95 \cdot 1,2=9,69 \text{ кН/м}$, нормативная постоянная и длительная $q_{ni}=6,4 \cdot 0,95 \cdot 1,2=7,3 \text{ кН/м}$.

Таблица 4.1 Расчетные нагрузки на перекрытия

Наименование нагрузки	Нормативная нагрузка, кПа	Коэффициент надежности, γ_f	Расчетная нагрузка, кПа
Постоянная:			
Пол со звукоизолирующей	1,0	1,2	1,2
Собственный вес панели	3,0	1,1	3,3
Итого:	$g^n=4,0$		$g=4,5$
Временная:			
Длительная	2,4	1,2	2,88
Кратковременная	2,1	1,2	2,52
Итого:	$p^n=4,5$		$p=5,4$
Полная	$g^n+p^n=4,0$		$g+p=4,5$
Постоянная и длительная	6,4		7,38

Примечания

- 1 При определении веса конструкций нормативный объемный вес железобетона принимают равным 25 кН/м^3 . Приведенная толщина пустотных панелей в предварительных расчетах может быть принята равной $120 \div 130 \text{ мм}$.
- 2 Вес стандартных пустотных плит перекрытия приведены в приложении Л, вес ребристых плит покрытия – в приложении М.

Усилия от расчетной нагрузки:

$$M = q \cdot l_o^2 / 8 = 11,29 \cdot 5,89^2 / 8 = 48,96 \text{ кН} \cdot \text{м} = 48,96 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм},$$

$$Q = q \cdot l_o / 2 = 11,29 \cdot 5,89 / 2 = 33,25 \text{ кН} = 33,25 \cdot 10^3 \text{ Н};$$

Усилия от нормативной полной нагрузки:

$$M_n = q_n \cdot l_o^2 / 8 = 9,69 \cdot 5,89^2 / 8 = 42,02 \text{ кН} \cdot \text{м} = 42,02 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм},$$

$$Q_n = q_n \cdot l_o / 2 = 9,69 \cdot 5,89 / 2 = 28,54 \text{ кН} = 28,54 \cdot 10^3 \text{ Н};$$

Усилия от нормативной постоянной и длительной нагрузок:

$$M_{nl} = q_{nl} \cdot l_o^2 / 8 = 7,3 \cdot 5,89^2 / 8 = 31,66 \text{ кН} \cdot \text{м} = 31,66 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм},$$

$$Q_{nl} = q_{nl} \cdot l_o / 2 = 7,3 \cdot 5,89 / 2 = 21,55 \text{ кН} = 21,55 \cdot 10^3 \text{ Н}.$$

Приведем фактическое сечение плиты к расчетным значениям (рис. 4.1 - а). Высота сечения равна фактической высоте панели $h = 220 \text{ мм}$; полезная высота сечения $h_o = h - a = 220 - 30 = 190 \text{ мм}$. В расчетах по предельным состояниям первой группы (рис. 4.1 - б) расчетная толщина сжатой полки таврового сечения $h_f' = h - d / 2 = 220 - 159 / 2 = 30,5 \text{ мм}$; ширина полки равна ширине плиты $b_f' = 1190 - 15 \cdot 2 = 1160 \text{ мм}$; расчетная ширина ребра $b = 1190 - 15 \cdot 2 - 159 \cdot 6 = 206 \text{ мм}$.

Для расчетов по предельным состояниям второй группы сечение приводят к двутавровому (рис. 4.1 - в), заменяя круглые отверстия на квадратные со стороной $0,9 d$. Тогда расчетные толщины полок двутаврового сечения $h_f = h_f' = (h - 0,9 d) / 2 = (220 - 0,9 \cdot 159) / 2 = 38,45 \text{ мм}$; ширина нижней полки равна ширине плиты $b_f = 1190 \text{ мм}$, верхней — $b_f' = 1160 \text{ мм}$; расчетная ширина ребра $b = 1190 - 15 \cdot 2 - 159 \cdot 0,9 \cdot 6 = 301,4 \text{ мм}$.

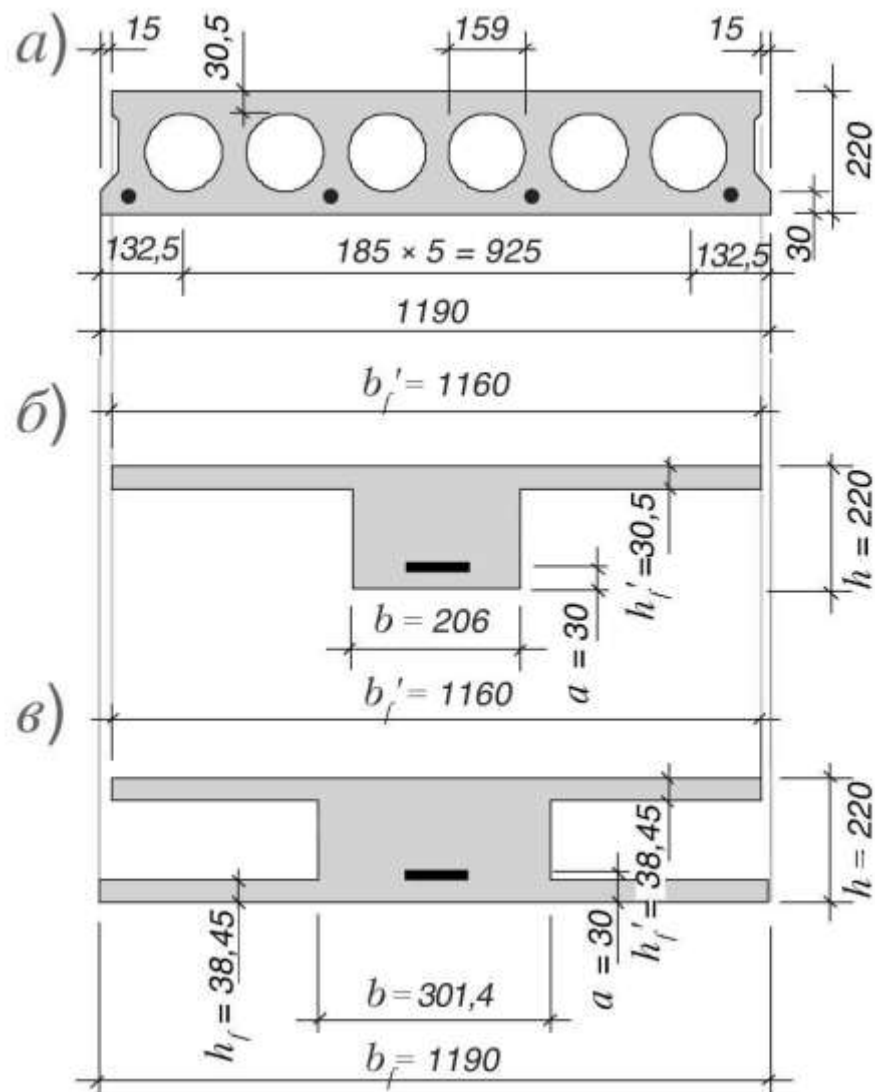


Рисунок 4.1 – Сечение пустотной плиты. Фактическое сечение (а), сечение, приведенное к тавровому для расчета по первой группе предельных состояний (б) и сечение, приведенное к двутавровому для расчета по второй группе предельных состояний (в)

Расчет прочности нормальных сечений. Поскольку $R_b \cdot b_f' \cdot h_f' (h_0 - 0,5 \cdot h_f') = 13,05 \cdot 1160 \cdot 30,5 \cdot (190 - 15,75) = 80,45 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} > M = 48,96 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм}$, сжатая зона не выходит за пределы полки (в противном случае расчет следует вести по [1]).

Определяем высоту сжатой зоны

$$x = h_0 - \sqrt{h_0^2 - 2M/R_b b_f'} = 190 - \sqrt{190^2 - 2 \cdot 48,96 \cdot 10^6 / (13,05 \cdot 1160)} = 17,9 \text{ мм.}$$

Относительная высота сжатой зоны $\xi = x/h_0 = 17,9/190 = 0,094$.

Характеристика сжатой зоны $\omega = 0,85 - 0,008 R_b = 0,85 - 0,008 \cdot 13,5 = 0,742$.

Отклонение натяжения при электротермическом способе от проектного

$\Delta\gamma_{sp} = 0,5 p(1 + 1/\sqrt{n_p})/\sigma_{sp} = 0,5 \cdot 86,25 \cdot (1 + 1/\sqrt{4})/460 = 0,141$, где n_p — число натягиваемых стержней в сечении.

Тогда коэффициент точности натяжения $\gamma_{sp} = 1 - \Delta\gamma_{sp} = 1 - 0,141 = 0,859$.

Граничная высота сжатой зоны $\xi_k = \omega/[1 + \sigma_{sR}(1 - \omega/1,1)/\sigma_{sc,u}] = 0,742/[1 + 515 \cdot (1 - 0,742/1,1)/500] = 0,556$, здесь $\sigma_{sR} = R_s + 400 - \gamma_{sp}\sigma_{sp} = 510 + 400 - 0,859 \cdot 460 = 515 \text{ МПа}$.

Условие $\xi \leq \xi_R$ выполнено.

Определяем коэффициент условий работы γ_{s6} , учитывая работу напрягаемой арматуры выше условного предела текучести:

$$\gamma_{s6} = \eta - (\eta - 1) \left(2 \xi / \xi_R - 1 \right) = 1,2 - (1,2 - 1) (2 \cdot 0,094 / 0,557 - 1) = 1,33 > \eta = 1,2.$$

Принимаем $\gamma_{s6} = \eta = 1,2$.

Затем определяем требуемую площадь сечения растянутой арматуры:

$$A_s = R_b b_f' x / (\gamma_{s6} R_s) = 13,05 \text{ МПа} \cdot 1160 \text{ мм} \cdot 17,9 \text{ мм} / (1,2 \cdot 510 \text{ МПа}) = 442 \text{ мм}^2.$$

Принимаем 4Ø12 А-IV с площадью $A_s = 452 \text{ мм}^2$ (приложение Д). Напрягаемые стержни располагаем симметрично в ребрах панели. При этом, неармированным может оставаться не более одного ребра подряд.

Так как $\mu = A_s / b h_0 = 452 / 206 \cdot 190 = 0,0115 > \mu_{min} = 0,0005$, **конструктивные требования соблюдены.**

Проверяем прочность при подобранной арматуре:

$$x = \gamma_{s6} R_s A_s / (R_b b_f') = 1,2 \cdot 510 \cdot 452 / (13,05 \cdot 1160) = 18,27 \text{ мм},$$

$$M_u = R_b b_f' x (h_0 - 0,5 x) = 13,05 \cdot 1160 \cdot 18,27 \cdot (190 - 9,15) = 50,02 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} > M = 48,96 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм}.$$

Прочность достаточна.

Наклонные сечения. В предварительно напряженных пустотных панелях, поперечная арматура по расчету не нужна. На приопорных участках длиной $l / 4$ арматуру устанавливаем конструктивно: Ø4 Вр-1 с шагом не более $h / 2 = 220 / 2 = 110 \text{ мм}$, принимаем шаг $s = 100 \text{ мм}$; в средней части пролета поперечную арматуру не устанавливаем.

Потери предварительного напряжения арматуры. При определении потерь коэффициент точности натяжения арматуры принимают $\gamma_{sp} = 1$.

Потери от релаксации напряжений в арматуре при электротермическом способе натяжения $\sigma_1 = 0,03 \sigma_{sp} = 0,03 \cdot 460 = 13,8 \text{ МПа}$.

Потери от температурного перепада между натянутой арматурой и упорами $\sigma_2 = 0$, т.к. при пропаривании форма с упорами нагревается вместе с изделием. При электротермическом способе натяжения потери от деформации анкеров (σ_3 и форм σ_5 не учитываются, т.к. они учтены при определении полного удлинения арматуры.

Тогда усилие в арматуре к началу обжатия бетона $P_1 = (\sigma_{sp} - \sigma_1) A_s = (460 \text{ МПа} - 13,8 \text{ МПа}) \cdot 452 = 201682 \text{ Н}$.

Для продолжения расчета необходимо определить **геометрические характеристики приведенного сечения.**

Площадь приведенного сечения

$$A_{red} = A_b + A_s E_s / E_b = 1190 \cdot 38,45 + 1160 \cdot 38,45 + 301,4 \cdot (220 - 38,45 \cdot 2) + 452 \cdot 19 \cdot 10^4 / (27 \cdot 10^3) = 45696 + 44602 + 43130 + 3181 = 136000 \text{ мм}^2.$$

Статический момент приведенного сечения относительно нижней грани

$$S_{red} = S_b + S_s E_s / E_b = 45696 \cdot 19,225 + 44602 \cdot 200,775 + 43130 \cdot 110 + 3181 \cdot 3 = 14,5 \cdot 10^6 \text{ мм}^3.$$

Расстояние от нижней грани до центра тяжести приведенного сечения

$$y_0 = S_{red} / A_{red} = 14,5 \cdot 10^6 / 136000 = 107 \text{ мм}.$$

Момент инерции приведенного сечения

$$I_{red} = I_b + A_s (y_0 - a)^2 E_s / E_b = 1190 \cdot 38,45^3 / 12 + 45696 \cdot (107 - 38,45/2)^2 + 1160 \cdot 38,45^3 / 12 + 44602 \cdot (200,775 - 107)^2 + 301,4 \cdot (220 - 38,45 \cdot 2)^3 / 12 + 43130 \cdot (38,45 / 2 - 107)^2 + 3181 \cdot (30 - 107)^2 = 827,9 \cdot 10^6 \text{ мм}^4.$$

Момент сопротивления сечения по нижней зоне $W_{red} = I_{red} / y_0 = 848,7 \cdot 10^6 / 107 = 7,79 \cdot 10^6$ мм³, то же, по верхней зоне $W'_{red} = I_{red} / (h - y_0) = 848,7 \cdot 10^6 / 113 = 7,42 \cdot 10^6$ мм³.

Эксцентриситет усилия обжатия P_1 относительно центра тяжести сечения:

$$e_{op} = y_0 - a = 106 - 30 = 77 \text{ мм.}$$

Напряжение в бетоне при обжатии на уровне арматуры

$\sigma_{bp} = P_1 / A_{red} + P_1 e_{op}^2 / I_{red} = 201682 / 136000 + 201682 \cdot 77^2 / (827,9 \cdot 10^6) = 2,92$ МПа (здесь в запас не учтено разгружающее влияние собственной массы панели, т.к. этот фактор зависит от технологических особенностей производства).

Передачную прочность бетона примем $R_{bp} = 0,7 B = 0,7 \cdot 25 = 17,5$ МПа.

Тогда отношение $\sigma_{bp} / R_{bp} = 2,92 / 17,5 = 0,17 < \alpha = 0,25 + 0,025 R_{bp} = 0,25 + 0,025 \cdot 17,5 = 0,437$.

Потери от быстроснатекающей ползучести при этом

$$\sigma_6 = 0,85 \cdot 40 \cdot \sigma_{bp} / R_{bp} = 0,85 \cdot 40 \cdot 0,16 = 5,78 \text{ МПа.}$$

Усилие в арматуре к концу обжатия $P_1 = (\sigma_{sp} - \sigma_1 - \sigma_6) \cdot A_s = (460 - 13,8 - 5,78) \cdot 452 = 199070$ Н и напряжение в бетоне на уровне арматуры $\sigma_{bp} = 2,92 \cdot 199070 / 201682 = 2,88$ МПа. $\sigma_{bp} / R_{bp} = 2,88 / 17,5 = 0,16 < 0,75$.

Потери от усадки бетона $\sigma_8 = 35$ МПа.

Потери от ползучести бетона $\sigma_9 = 0,85 \cdot 150 \sigma_{bp} / R_{bp} = 0,85 \cdot 150 \cdot 0,16 = 20,4$ МПа.

Суммарные потери $\sigma_1 + \sigma_6 + \sigma_8 + \sigma_9 = 13,8 + 5,78 + 35 + 20,4 = 75$ МПа.

Суммарные потери принимаются не менее 100 МПа.

Тогда усилие в арматуре с учетом всех потерь $P_2 = (460 - 100) \cdot 452 = 162720$ Н.

Расчет по образованию трещин выполняем для выяснения необходимости проверки по раскрытию трещин. По условиям эксплуатации к трещиностойкости панели предъявляются требования 3-й категории. Поэтому расчет ведем на действие нормативных нагрузок ($M_n = 42,02 \cdot 10^6$ Н • мм, $Q_n = 28,54 \cdot 10^3$ Н).

Вначале проверим трещиностойкость среднего нормального сечения в стадии изготовления. Максимальное напряжение в бетоне от усилия обжатия (без учета разгружающего влияния собственной массы) $\sigma_{bp} = P_1 / A_{red} + P_1 e_{op} y_0 / I_{red} = 201682 / 136000 + 201682 \cdot 77 \cdot 107 / (827,9 \cdot 10^6) = 3,43$ МПа.

Коэффициент $\varphi = 1,6 - \sigma_{bp} / R_{b,ser} = 1,6 - 2,81 / 18,5 = 1,45$ должен находиться в пределах $0,7 \leq \varphi \leq 1$. Тогда расстояние от ядровой точки, наиболее удаленной от растянутой (верхней) зоны, до центра тяжести сечения $r = \varphi W'_{red} / A_{red} = 1 \cdot 7,42 \cdot 10^6 / 136000 = 54,6$ мм.

Упругопластические моменты сопротивления по растянутой зоне для двутавровых симметричных сечений при $b'_f / b > 2$ и $b_f / b > 2$ можно определять как $W'_{pl} = 1,5 W'_{red}$ в стадии изготовления и $W_{pl} = 1,5 W_{red}$ в стадии эксплуатации. Тогда $W'_{pl} = 1,5 \cdot 7,42 \cdot 10^6 = 11,13 \cdot 10^6$ мм³ и $W_{pl} = 1,5 \cdot 7,79 \cdot 10^6 = 11,69 \cdot 10^6$ мм³.

При проверке трещиностойкости в стадии изготовления коэффициент точности натяжения γ_{sp} принимают больше единицы на величину отклонения $\Delta \gamma_{sp}$, а в стадии эксплуатации — меньше на ту же величину.

Момент, воспринимаемый сечением при образовании трещин в стадии изготовления, $M_{crc} = R_{bt,ser} W'_{pl} = 1,275 \cdot 11,13 \cdot 10^6 = 14,19 \cdot 10^6$ Н • мм, здесь $R_{bt,ser}$ определяем при прочности бетона R_{bp} . Момент от внецентренного обжатия, вызывающий появление трещин,

$$M_{rp} = \gamma_{sp} P_1 (e_{op} - r) = 1,141 \cdot 201682 \cdot (77 - 54,6) = 5,15 \cdot 10^6 \text{ Н • мм.}$$

Поскольку $M_{rp} < M_{crc}$, **трещины при обжатии не образуются.** По результатам выполненного расчета трещиностойкость нижней грани в стадии эксплуатации проверяем без учета влияния начальных трещин.

Максимальные сжимающие напряжения в бетоне сжатой (верхней) зоны от совместного действия нормативных нагрузок и усилия обжатия

$$\sigma_{bp} = P_2 / A_{red} - P_2 e_{op} (h - y_0) / I_{red} + M_n (h - y_0) / I_{red} = 162720 / 136000 - 162720 \cdot 77 \cdot 113 / (827,9 \cdot 10^6) + 42,02 \cdot 10^6 \cdot 113 / (827,9 \cdot 10^6) = 8,65 \text{ МПа.}$$

$$\text{Коэффициент } \varphi = 1,6 - \sigma_{bp} / R_{b,ser} = 1,6 - 8,65 / 18,5 = 1,13.$$

Принимаем $\varphi = 1$. Тогда расстояние от ядровой точки, наиболее удаленной от растянутой (нижней) зоны, до центра тяжести сечения

$$r = \varphi W_{red} / A_{red} = 1 \cdot 7,79 \cdot 10^6 / 136000 = 57,3 \text{ мм.}$$

Момент, воспринимаемый сечением при образовании трещин в стадии эксплуатации,

$$M_{crc} = R_{bt,ser} W_{pl} + \gamma_{sp} P_2 (e_{op} + r) = 1,6 \cdot 11,69 \cdot 10^6 + 0,859 \cdot 162720 \cdot (77 + 57,3) = 37,47 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм, где } R_{bt,ser} \text{ определяем по классу бетона В. Момент от нормативных нагрузок, вызывающий появление трещин, } M_n = 42,02 \cdot 10^6 > M_{crc} = 37,47 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм.}$$

Трещины в стадии эксплуатации образуются, **необходим расчет их раскрытия.**

Расчет по раскрытию трещин, нормальных к продольной оси. Предельная ширина раскрытия трещин при арматуре класса А-IV не должна превышать: непродолжительная $a_{crc1} = [0,4 \text{ мм}]$, продолжительная $a_{crc2} = [0,3] \text{ мм}$.

Изгибающие моменты от нормативных нагрузок: полной — $M_n = 42,02 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм}$; постоянной и длительной — $M_{nl} = 31,66 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм}$. Для панелей с широкой и тонкой полкой в сжатой зоне без большой погрешности и с некоторым запасом плечо внутренней пары можно определять как $z_1 \approx h_0 - 0,5 h_f' = 190 - 0,5 \cdot 38,45 = 170,78 \text{ мм}$.

Тогда приращение напряжений в растянутой арматуре от действия полной нагрузки $\sigma_s = (M_n - P_2 z_1) / (A_s z_1) = (42,02 \cdot 10^6 - 162720 \cdot 170,78) / (452 \cdot 170,78) = 185,4 \text{ МПа}$, а ширина раскрытия трещин от непродолжительного действия полной нагрузки

$$a'_{crc1} = \delta \varphi_1 \eta (\sigma_s / E_s) 20(3,5 - 100\mu) \sqrt[3]{d} = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot (185,4 / (19 \cdot 10^4)) \cdot 20 \cdot (3,5 - 100 \cdot 0,008) \cdot 2,29 = 0,12 \text{ мм, здесь } \mu = A_s / (b h_0), d \text{ — диаметр напрягаемых стержней в мм.}$$

Приращение напряжений в арматуре от непродолжительного действия постоянной и длительной нагрузок $\sigma_s = (M_{nl} - P_2 z_1) / (A_s z_1) = (31,66 \cdot 10^6 - 162720 \cdot 170,78) / (452 \cdot 170,78) = 50,1 \text{ МПа}$, а ширина раскрытия трещин $a'_{crc2} = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot (50,1 / (19 \cdot 10^4)) \cdot 20 \cdot (3,5 - 100 \cdot 0,008) \cdot 2,29 = 0,03 \text{ мм}$.

Ширина раскрытия трещин от продолжительного действия постоянной и длительной нагрузок $a_{crc2} = 1 \cdot 1,48 \cdot 1 \cdot (50,1 / (19 \cdot 10^4)) \cdot 20 \cdot (3,5 - 100 \cdot 0,008) \cdot 2,29 = 0,04 \text{ мм}$.

$$\text{Здесь } \varphi_1 = 1,6 - 15 \mu = 1,6 - 15 \cdot 0,008 = 1,48.$$

Ширина непродолжительного раскрытия трещин $a_{crc1} = a'_{crc1} - a'_{crc2} + a_{crc2} = 0,12 - 0,03 + 0,04 = 0,13 \text{ мм} < [0,4] \text{ мм}$ и продолжительного — $a_{crc2} = 0,04 \text{ мм} < [0,3] \text{ мм}$

Трещины раскрываются **в пределах допустимого.**

Расчет прогиба панели. Прогиб панели от действия постоянной и длительной нагрузок не должен превышать предельного значения $l_0 / 200 = 5890 / 200 = 29,45 \text{ мм}$ [**Ошибка! Источник ссылки не найден.**]. Определим параметры, необходимые для расчета прогиба с учетом трещин в растянутой зоне. Заменяющий момент равен изгибающему моменту от постоянной и длительной нагрузок $M = M_{nl}$; суммарная продольная сила равна усилию предварительного обжатия с учетом всех потерь $N_{tot} = P_2$ при $\gamma_{sp} = 1$; коэффициенты:

$$\varphi_{ls} = 0,8;$$

$$\varphi_m = R_{bt,ser} W_{pl} / (M - P_2 (e_{op} + r)) = 1,6 \cdot 11,69 \cdot 10^6 / (31,66 \cdot 10^6 - 162720 \cdot (77 + 57,3)) = 1,91 > 1, \text{ принимаем } \varphi_m = 1;$$

коэффициент, характеризующий неравномерность деформации растянутой арматуры на участке между трещинами,

$$\psi_s = 1,25 - \varphi_{ls} \varphi_m = 1,25 - 0,8 \cdot 1 = 0,45 < 1;$$

то же для бетона: $\psi_b = 0,9$;

при длительной нагрузке: $\nu = 0,15$.

По-прежнему допуская, что $x = h_f'$ определим кривизну в середине пролета при длительном действии нагрузок

$$\left(\frac{1}{r}\right)_3 = \frac{M}{h_0 z_1} \left[\frac{\psi_s}{E_s A_s} + \frac{\psi_b}{b_f' h_f' E_b \nu} \right] - \frac{N_{tot}}{h_0} \frac{\psi_s}{E_s A_s} = 31,66 \cdot 10^6 \cdot (0,45 / (19 \cdot 10^4 \cdot 452) + 0,9 / (1160 \cdot 38,45 \cdot 27 \cdot 10^3 \cdot 0,15)) / (190 \cdot 170,78) - 162720 \cdot 0,45 / (190 \cdot 19 \cdot 10^4 \cdot 452) = 5,38 \cdot 10^{-6} \text{ мм}^{-1}.$$

Кривизна, обусловленная выгибом панели от усадки и ползучести бетона вследствие обжата, $\left(\frac{1}{r}\right)_4 = \frac{\sigma_6 + \sigma_9}{E_s h_0} = (5,78 + 20,4) / (19 \cdot 10^4 \cdot 190) = 7,25 \cdot 10^{-7} \text{ мм}^{-1}$.

$$\text{Полная кривизна } \left(\frac{1}{r}\right) = \left(\frac{1}{r}\right)_3 - \left(\frac{1}{r}\right)_4 = 4 \, 655 \cdot 10^{-6} \text{ мм}^{-1}.$$

Прогиб определим по упрощенному способу:

$$f \approx (5/48) (1/r) l_0^2 = 5 \cdot 5890^2 \cdot 4,655 \cdot 10^{-6} / 48 = 16,8 \text{ мм} < [29,4] \text{ мм}.$$

Жесткость панели достаточна.

Конструирование панели. Рабочие чертежи пустотной панели приведены на двух листах. Первый лист (лист Б2) содержит опалубочный чертеж, схему армирования, спецификацию и ведомость расхода стали. В текстовом материале отражены особенности чтения чертежей и необходимые указания по производству изделий. На втором листе (лист Б3) изображены сетки, каркасы, монтажная петля и групповая спецификация арматуры.

Напрягаемые стержни (поз. 1) располагаем в сечении симметрично. Поперечную арматуру объединяем в каркасы КР1, а продольную в сжатой зоне - в сетку СЗ с ячейками 200 * 250 мм. Кроме этого предусматриваем в опорных участках сетки С1 из проволоки класса Вр-I, служащие для предохранения бетона от раскалывания предварительным обжатием, а при ширине панелей более 1,5 м — также сетки С2, предотвращающие развитие продольных трещин в нижней полке от местного изгиба (на чертеже панели сетка С2 показана в порядке справочной информации).

Четыре петли предназначены для подъема панели, их диаметр 10 мм определяем по табл. 5.2, имея в виду, что собственная масса панели 2079 кг распределяется на три петли. Размеры петель находим по данным табл. 4.3.

При проектировании сеток и каркасов учитываем конструктивное требование норм: длина от концов стержней до оси крайнего пересекаемого стержня должна быть не менее диаметра выступающего стержня и не менее 20 мм. Основные надписи выполнены по приложению В [6].

Таблица 4.2 Масса изделия, приходящегося на одну петлю из стали А-I

Диаметр стержня, мм	6	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28
Масса изделия на одну петлю, кг	150	300	700	1100	1500	2000	2500	3100	3800	4900	6100

Примечание:

Если изделие поднимают за 4 петли, то в расчете учитывают 3 петли. Нагрузку от собственной массы (собственный вес) можно принимать приближенно: 1 кг=10 Н, 100 кг = 1 кН.

Таблица 4.3 Минимальные размеры петель, мм

Обозначения	Диаметр стержня d , мм			
	6 – 2	14 – 16	16 – 22	25
R	30	30	40	60
r	20	30	40	60
a_1	$3d$			
a_2	$6d$			
h_l	60	60	80	150

Примечание:

Величина l_s зависит от кубиковой прочности бетона R_c в МПа при первом подъеме:

$l_s \geq 30 d$ при $R_c=15$; $l_s \geq 25 d$ при $15 \leq R_c \leq 25$; $l_s \geq 20 d$ при $R_c \geq 25$ МПа.

4.3 Расчет и конструирование ребристой панели

Требуется запроектировать ребристую панель перекрытия с номинальными размерами 1,2 х 6 м (без поперечных ребер).

Исходные данные. Проектные размеры — 1190 х 5980 мм, высота сечения — 350 мм, бетон тяжелый класса В30 с характеристиками: $R_{bn} = 22$ МПа, $R_{bтн} = 1,8$ МПа, $R_b = 15,3$ МПа, $R_{bt} = 1,08$ МПа (принимаются по приложению Г) при $\gamma_{b2} = 0,9$ (т.к. панель не подвержена действию особо кратковременных нагрузок), при изготовлении бетон подвергается тепловой обработке при атмосферном давлении, поэтому $E_b = 29 \cdot 10^3$ МПа. Продольная напрягаемая арматура — стержни класса А-V с характеристиками: $R_{sn} = 785$ МПа, $R_s = 680$ МПа, $E_s = 19 \cdot 10^4$ МПа (принимается по приложению Д); способ предварительного натяжения арматуры — электротермический на упоры формы. Примем предварительное напряжение арматуры $\sigma_{sp} = 600$ МПа. При электротермическом способе натяжения возможное отклонение величины контролируемого напряжения $p = 30 + 360/l = 30 + 360/6,4 = 86,25$ МПа; тогда $\sigma_{sp} + p = 600 + 86,25 = 686,25$ МПа, что не превышает $R_{sn} = 785$ МПа. Поперечная арматура и сварные сетки — из проволоки класса Вр-1 с характеристиками: $R_{sn} = 490$ МПа, $R_s = 410$ МПа, $R_{sw} = 290$ МПа, $E_s = 17 \cdot 10^4$ МПа. Нагрузки приведены в табл. 4.4.

Проектирование ребристой панели состоит из следующих этапов:

- 1) нагрузки и воздействия;
- 2) приведенное сечение;
- 3) расчет прочности нормальных сечений;
- 4) потери предварительного напряжения;
- 5) расчет прочности наклонных сечений;
- 6) расчет по образованию трещин;
- 7) расчет прогиба панели;
- 8) расчет полки на местный изгиб;
- 9) конструирование панели.

Нагрузки и воздействия. Глубина площадки опирания панели на полку ригеля: $(100-10) = 90$ мм (где 100 мм — ширина свеса полки, 10 мм — зазор), тогда расчетный пролет панели $l_0 = 5980 - 2 \cdot 90/2 = 5890$ мм = 5,89 м (рис. 4.2- 6).

В примере нагрузка на перекрытие с ребристыми панелями принята такой же, как и с пустотными (табл.4.1). При точном расчете ее необходимо скорректировать на массу ребристой панели. С учетом заделки швов площадь поперечного сечения панели в пролете составит (рис. 4.2): $1200 \cdot 350 - 985 \cdot 300 = 124500$ мм², где второе слагаемое — площадь трапеции, образованной внутренними гранями ребер, низом полки и линией, соединяющей нижние грани ребер. Тогда нормативная нагрузка от собственной массы 1 м² панели: $0,1245 \cdot 1 \cdot 25/1,2 = 2,59$ кПа, расчетная — $2,591,1 = 2,85$ кПа. С учетом этого, погонные нагрузки на панель при номинальной ширине 1,2 м и коэффициенте надежности по назначению $\gamma_n = 0,95$: расчетная $q = (9,9-3,3 + 2,85) \cdot 0,95 \cdot 1,2 = 10,77$ кН/м, нормативная полная $q_n = (8,5 - 3 + 2,59) \cdot 0,95 \cdot 1,2 = 9,22$ кН/м, нормативная постоянная и длительная $q_{nl} = (6,4-3 + 2,59) \cdot 0,95 \cdot 1,2 = 6,83$ кН/м).

В нашем случае усилия от расчетной нагрузки $M = ql^2/8 = 11,29 \cdot 5,89^2/8 = 46,7$ кН · м = $46,7 \cdot 10^6$ Н · мм, $Q = q l_0/2 = 11,29 \cdot 5,89/2 = 31,72$ кН = $31,72 \cdot 10^3$ Н; от нормативной полной нагрузки $M_n = q_n l^2/8 = 9,69 \cdot 5,89^2/8 = 39,98$ кН · м = $39,98 \cdot 10^6$ Н · мм, $Q_n = q_n l_0/2 = 9,69 \cdot 5,89/2 = 27,16$ кН = $27,16 \cdot 10^3$ Н; от нормативной постоянной и длительной нагрузок $M_{n.l} = q_{n.l} l^2/8 = 7,3 \cdot 5,89^2/8 = 29,62$ кН · м = $29,62 \cdot 10^6$ Н · мм, $Q_{n.l} = q_{n.l} l_0/2 = 7,3 \cdot 5,89/2 = 20,16$ кН = $20,16 \cdot 10^3$ Н.

Таблица 4.4 Расчетные нагрузки на покрытие

Наименование нагрузки	Нормативная нагрузка, кПа	Коэффициент надежности, γ_f	Расчетная нагрузка, кПа
Постоянная:			
Кровля	1,2	1,2	1,44
Собственный вес ребристой плиты	3,0	1,1	3,3
Итого:	$g^n=4,2$		$g=4,74$
Временная:			
Длительная	0,75	1,4	1,05
Кратковременная	0,75	1,4	1,05
Итого:	$p^n=4,5$		$p=2,1$
Полная	$g^n+p^n=5,7$		$g+p=6,84$
Постоянная и длительная	4,95		5,79

Примечания

- 1 При определении веса конструкций нормативный объемный вес железобетона принимают равным 25 кН/м^3 . Приведенная толщина пустотных панелей в предварительных расчетах может быть принята равной $120 \div 130 \text{ мм}$.
- 2 Вес стандартных пустотных плит перекрытия приведены в приложении Л, вес ребристых плит покрытия – в приложении М.

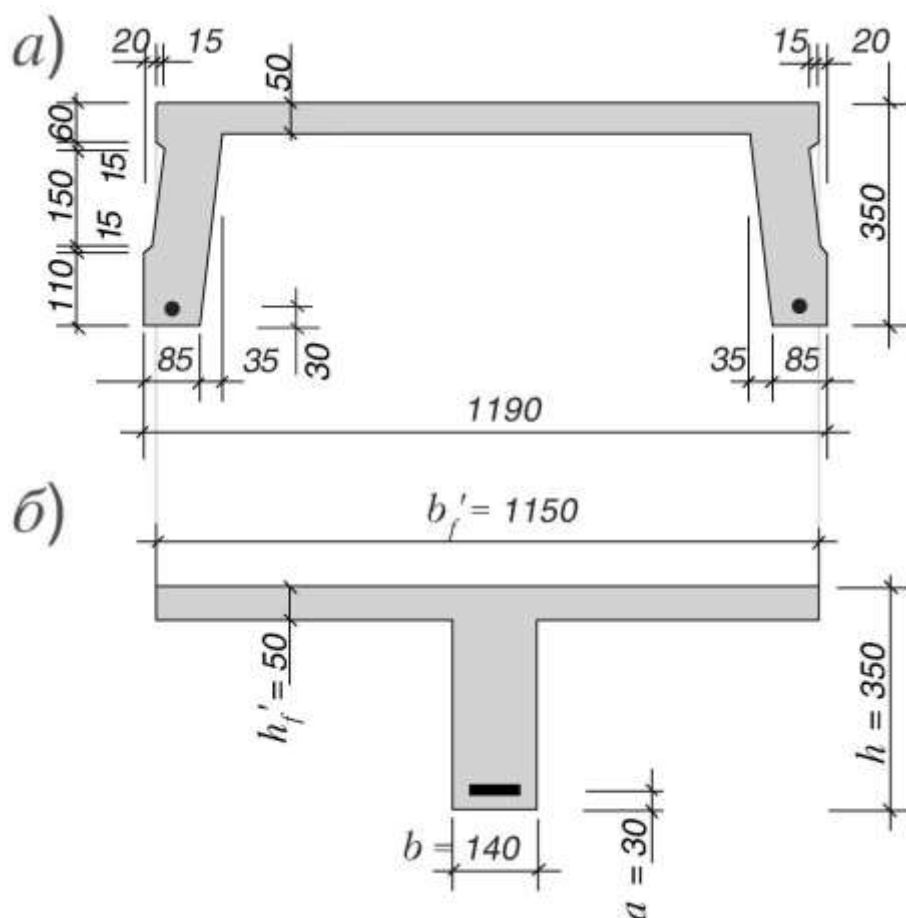


Рисунок 4.2 – Сечение ребристой панели. Фактическое сечение (а), сечение приведенное к тавровому (б)

Приведем фактическое сечение плиты к расчетным (рис. 4.2). Высота сечения равна фактической высоте панели $h = 350$ мм; рабочая высота сечения $h_0 = h - a = 350 - 30 = 320$ мм. Расчетная толщина сжатой полки таврового сечения $h_f' = 50$ мм; ширина полки равна ширине плиты по верху $b_f' = 1190 - 20 \cdot 2 = 1150$ мм; расчетная ширина ребра $b = (85 - 15) \cdot 2 = 140$ мм.

Расчет прочности нормальных сечений. Поскольку $R_b b_f' h_f' (h_0 - 0,5 h_f') = 15,3 \cdot 1150 \cdot 50 \cdot (320 - 25) = 259,5 \cdot 10^6$ Н · мм $> M = 46,7 \cdot 10^6$ Н · мм, сжатая зона не выходит за пределы полки (в противном случае расчет следует вести по п. 3.16 б [2]).

Определяем высоту сжатой зоны:

$$x = h_0 - \sqrt{h_0^2 - 2M/R_b b_f'} = 320 - \sqrt{320^2 - 2 \cdot 46,7 \cdot 10^6 / (15,3 \cdot 1150)} = 8,4 \text{ мм.}$$

Относительная высота сжатой зоны $\xi = x/h_0 = 8,4/320 = 0,0262$.

Отклонение натяжения при электротермическом способе от проектного при числе натягиваемых стержней $n_p = 2$

$$\Delta\gamma_{sp} = 0,5 p(1 + 1/\sqrt{n_p})/\sigma_{sp} = 0,5 \cdot 86,25 \cdot (1 + 1/1,414)/600 = 0,123 > 0,1; \text{принимаем}$$

$$\Delta\gamma_{sp} = 0,123.$$

Тогда коэффициент точности натяжения $\gamma_{sp} = 1 - \Delta\gamma_{sp} = 1 - 0,123 = 0,877$.

Характеристика сжатой зоны $\omega = 0,85 - 0,008 R_b = 0,85 - 0,008 \cdot 15,3 = 0,728$.

Граничная высота сжатой зоны:

$$\xi_{sp} = \omega/[1 + \sigma_{sR}(1 - \omega/1,1)/\sigma_{sc,u}] = 0,728/[1 + 384 \cdot (1 - 0,728/1,1)/500] = 0,58,$$

здесь $\sigma_{sR} = R_s + 400 - \gamma_{sp}\sigma_{sp} = 510 + 400 - 0,877 \cdot 600 = 384$ МПа.

Условие $\xi \leq \xi_R$ выполнено.

Определяем коэффициент условий работы γ_{s6} , учитывающий сопротивление напрягаемой арматуры выше условного предела текучести, $\gamma_{s6} = \eta - (\eta - 1)(2\xi/\xi_R - 1) = 1,15 - (1,15 - 1)(2 \cdot 0,0262/0,58 - 1) = 1,285 > \eta = 1,15$. Принимаем $\gamma_{s6} = 1,15$.

Определяем требуемую площадь сечения растянутой арматуры:

$$A_s = R_b b_f' x / (\gamma_{s6} R_s) = 15,3 \text{ МПа} \cdot 1150 \text{ мм} \cdot 8,82 \text{ мм} / (1,15 \cdot 680 \text{ МПа}) = 199 \text{ мм}^2.$$

При двух ребрах число принимаемых стержней должно быть четным. Принимаем 2Ø12 А-V с площадью $A_s = 226 \text{ мм}^2$ (приложение Д).

Так как $\mu = A_s/bh_0 = 226/140 \cdot 320 = 0,005 > \mu_{min} = 0,0005$, **конструктивные требования соблюдены.**

Проверяем прочность при подобранной арматуре:

$$x = \gamma_{s6} R_s A_s / (R_b b_f') = 1,014 \cdot 680 \cdot 226 / (15,3 \cdot 1150) = 10,04 \text{ мм,}$$

$$M_u = R_b b_f' x (h_0 - 0,5 x) = 15,3 \cdot 1150 \cdot 10,04 \cdot (320 - 5,01) = 55,6 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} > M = 46,7 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм.}$$

Прочность достаточна.

Потери предварительного напряжения арматуры. При определении потерь коэффициент точности натяжения арматуры принимают $\gamma_{sp} = 1$.

Потери от релаксации напряжений в арматуре при электротермическом способе натяжения $\sigma_1 = 0,03\sigma_{sp} = 0,03 \cdot 600 = 18$ МПа.

Потери от температурного перепада между натянутой арматурой и упорами $\sigma_2 = 0$, так как при пропаривании форма с упорами нагревается вместе с изделием. При электротермическом способе натяжения потери от деформации анкеров (σ_3 и форм σ_5 не учитываются, т.к. они учтены при определении полного удлинения арматуры.

Тогда усилие в арматуре к началу обжатия бетона составляют:

$$P_1 = (\sigma_{sp} - \sigma_1) A_s = (600 - 18) \cdot 226 = 131532 \text{ Н.}$$

Для продолжения расчета необходимо определить геометрические характеристики приведенного сечения.

Площадь приведенного сечения $A_{red} = A_b + A_s E_s / E_b = 1150 \cdot 50 + (85 - 15) \cdot 2 \cdot (350 - 50) + 226 \cdot 19 \cdot 10^4 / (29 \cdot 10^3) = 57500 + 42000 + 1481 = 100981 \text{ мм}^2$.

Статический момент приведенного сечения относительно нижней грани

$$S_{red} = S_b + S_s E_s / E_b = 57500 \cdot 325 + 42000 \cdot 150 + 1481 \cdot 3 = 24,81 \cdot 10^6 \text{ мм}^3.$$

Расстояние от нижней грани до центра тяжести приведенного сечения

$$y_0 = S_{red} / A_{red} = 24,81 \cdot 10^6 / 100981 = 247,9 \text{ мм}.$$

Момент инерции приведенного сечения

$$I_{red} = I_b + A_s (y_0 - a)^2 E_s / E_b = 1150 \cdot 50^3 / 12 + 57500 \cdot (325 - 247,9)^2 + 1481 \cdot (247,9 - 30)^2 = 1141,6 \cdot 10^6 \text{ мм}^4.$$

Момент сопротивления сечения по нижней зоне

$$W_{red} = I_{red} / y_0 = 1141,6 \cdot 10^6 / 247,9 = 4,6 \cdot 10^6 \text{ мм}^3,$$

то же, по верхней зоне $W'_{red} = I_{red} / (h - y_0) = 1141,6 \cdot 10^6 / 102,1 = 11,18 \cdot 10^6 \text{ мм}^3$.

Эксцентриситет усилия обжатия P_1 относительно центра тяжести сечения

$$e_{op} = y_0 - a = 247,9 - 30 = 217,9 \text{ мм}.$$

Напряжение в бетоне при обжатии на уровне арматуры

$$\sigma_{bp} = P_1 / A_{red} + P_1 e_{op}^2 / I_{red} = 131532 / 100981 + 131532 \cdot 217,9^2 / (1141,6 \cdot 10^6) = 6,78 \text{ МПа}$$

(здесь в запас не учтено разгружающее влияние собственной массы панели, т.к. этот фактор зависит от технологических особенностей производства).

Передаточную прочность бетона примем $R_{bp} = 0,7 B = 0,7 \cdot 30 = 21 \text{ МПа}$.

Тогда отношение $\sigma_{bp} / R_{bp} = 6,78 / 21 = 0,32 < \alpha = 0,25 + 0,025 R_{bp} = 0,25 + 0,025 \cdot 21 = 0,775$.

Потери от быстронатекающей ползучести при этом составит:

$$\sigma_6 = 0,85 \cdot 40 \cdot \sigma_{bp} / R_{bp} = 0,85 \cdot 40 \cdot 0,32 = 11,56 \text{ МПа}.$$

Усилие в арматуре к концу обжатия $P_1 = (\sigma_{sp} - \sigma_1 - \sigma_6) \cdot A_s = (600 - 18 - 11,56) \cdot 226 = 128919 \text{ Н}$ и напряжение в бетоне на уровне арматуры $\sigma_{bp} = 6,78 \cdot 128919 / 131532 = 6,65 \text{ МПа}$.

$$\sigma_{bp} / R_{bp} = 6,65 / 21 = 0,32 < 0,75.$$

Потери от усадки бетона $\sigma_8 = 35 \text{ МПа}$.

Потери от ползучести бетона $\sigma_9 = 0,85 \cdot 150 \sigma_{bp} / R_{bp} = 0,85 \cdot 150 \cdot 0,32 = 40,8 \text{ МПа}$.

Суммарные потери $\sigma_1 + \sigma_6 + \sigma_8 + \sigma_9 = 18 + 11,56 + 35 + 40,8 = 105,4 \text{ МПа}$.

Суммарные потери принимаются не менее 100 МПа.

Тогда усилие в арматуре с учетом всех потерь $P_2 = (600 - 105,4) \cdot 226 = 111,78 \cdot 10^3 \text{ Н}$.

Расчет прочности наклонных сечений. Предварительно поперечную арматуру примем по конструктивным требованиям (п. 5.27 [2]): на опираниях участках длиной $l/4$ устанавливаем 2Ø5 Вр-1 (по одному каркасу в ребре) с шагом $s = 150 \text{ мм} < h/2$. В средней части панели шаг можно увеличить до $3 \cdot h/4 = 265 \text{ мм}$.

Проверяем достаточность принятых размеров панели по условию обеспечения прочности наклонной полосы между соседними трещинами

$$Q \leq 0,3 \varphi_{w1} \varphi_{b1} R_b b h_0$$

Определим коэффициенты: $\varphi_{w1} = 1 + 5\alpha\mu_w = 1 + 5 \cdot 5,86 \cdot 0,000875 = 1,05 < 1,3$;

здесь $\alpha = E_s / E_b = 17 \cdot 10^4 / 29 \cdot 10^3 = 5,86$; $\mu_w = A_s / (bs) = 2 \cdot 19,6 / (140 \cdot 150) = 0,00186$;

$$\varphi_{b1} = 1 - \beta R_b = 1 - 0,01 \cdot 15,3 = 0,847.$$

$$Q = 31,72 \cdot 10^3 \text{ Н} < 0,3 \cdot 1,05 \cdot 0,847 \cdot 15,3 \cdot 140 \cdot 320 = 182,1 \cdot 10^3 \text{ Н}.$$

Размеры достаточны.

По опыту проектирования плитных конструкций при расчете прочности по наклонной трещине на действие поперечной силы проекцию наиболее опасного наклонного сечения принимают

как $\varphi_{b2} h_0 / \varphi_{b3} = 3,33$ $h_0 = 3,33 \cdot 320 = 1065,6$ мм. Поперечная сила в конце такого сечения $Q = Q_{max} - q_c = 31720 - 11,29 \cdot 1065,6 = 19,67 \cdot 10^3$ Н.

Коэффициент, учитывающий влияние полки в сжатой зоне,

$$\varphi_f = 0,1 \gamma_{sp} P_2 / (bh_0) = 0,75 (3 h_f') h_f' / (bh_0) = 0,75 \cdot 3 \cdot 50^2 / (140 \cdot 320) = 0,125 < 0,5.$$

Коэффициент, учитывающий влияние продольных сил (в нашем случае усилия обжатия),

$$\varphi_n = 0,75 (b_f' - b) h_f' / (R_{bt} b h_0) = 0,1 \cdot 0,877 \cdot 111780 / (1,08 \cdot 140 \cdot 320) = 0,203 < 0,5.$$

При этом $(1 + \varphi_f + \varphi_n) = 1,328 < 1,5$.

$$Q_b = \varphi_{b2} (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} b h_0^2 / c = 2 \cdot 1,328 \cdot 1,08 \cdot 140 \cdot 320^2 / 1065,6 = 38,5 \cdot 10^3 \text{ Н} > Q = 19,67 \cdot 10^3 \text{ Н}.$$

Прочность обеспечена, наклонные трещины не образуются, принятой по конструктивным требованиям поперечной арматуры достаточно. Учитывая это, расчет прочности на изгиб по наклонной трещине не делаем.

Расчет по образованию трещин выполняем для выяснения необходимости проверки по раскрытию трещин. По условиям эксплуатации к трещиностойкости панели предъявляются требования 3-й категории. Поэтому расчет ведем на действие нормативных нагрузок ($M_n = 42,02 \cdot 106$ Н • мм, $Q_n = 28,54 \cdot 103$ Н).

Вначале проверим трещиностойкость среднего нормального сечения в стадии изготовления. Максимальное напряжение в бетоне от усилия обжатия (без учета разгружающего влияния собственной массы)

$$\sigma_{bp} = P_1 / A_{red} - P_1 e_{op} y_0 / I_{red} = 131532 / 100981 + 131532 \cdot 217,9 \cdot 247,9 / (1141,6 \cdot 10^6) = 7,52 \text{ МПа}.$$

Коэффициент $\varphi = 1,6 - \sigma_{bp} / R_{b,ser} = 1,6 - 7,52 / 21 = 1,24$ должен находиться в пределах $0,7 \leq \varphi \leq 1$.

Тогда расстояние от ядровой точки, наиболее удаленной от растянутой (верхней) зоны, до центра тяжести сечения $r = \varphi W'_{red} / A_{red} = 1 \cdot 11,18 \cdot 10^6 / 100981 = 110,7$ мм.

Упругопластические моменты сопротивления по растянутой зоне для тавровых симметричных сечений при $b_f' / b > 2$ можно определять как $W'_{pl} = 1,5 W'_{red}$, в стадии изготовления и $W'_{pl} = 1,75 W'_{red}$, в стадии эксплуатации. Тогда $W'_{pl} = 1,5 \cdot 11,18 \cdot 10^6 = 16,77 \cdot 10^6$ мм³ и $W_{pl} = 1,75 \cdot 4,6 \cdot 106 = 8,05 \cdot 10^6$ мм³.

При проверке трещиностойкости в стадии изготовления коэффициент точности натяжения γ_{sp} принимают больше единицы на величину отклонения $\Delta \gamma_{sp}$, а в стадии эксплуатации — меньше на ту же величину.

Момент, воспринимаемый сечением при образовании трещин в стадии изготовления, $M_{crc} = R_{bt,ser} W'_{pl} = 1,44 \cdot 16,77 \cdot 10^6 = 24,15 \cdot 10^6$ Н • мм, здесь $R_{bt,ser}$ определяем при прочности бетона R_{bp} .

Момент от внецентренного обжатия, вызывающий появление трещин,

$$M_{rp} = \gamma_{sp} P_1 (e_{op} - r) = 1,123 \cdot 131532 \cdot (217,9 - 110,7) = 15,83 \cdot 10^6 \text{ Н • мм}.$$

Поскольку $M_{rp} < M_{crc}$, **трещины при обжатии не образуются**. По результатам выполненного расчета трещиностойкость нижней грани в стадии эксплуатации проверяем без учета влияния начальных трещин.

Максимальные сжимающие напряжения в бетоне сжатой (верхней) зоны от совместного действия нормативных нагрузок и усилия обжатия

$$\sigma_{bp} = P_2 / A_{red} - P_2 e_{op} (h - y_0) / I_{red} + M_n (h - y_0) / I_{red} = 111780 / 100981 - 111780 \cdot 217,9 \cdot 102,1 / (1141,6 \cdot 10^6) + 42,02 \cdot 10^6 \cdot 102,1 / (1141,6 \cdot 10^6) = 2,68 \text{ МПа}.$$

Коэффициент $\varphi = 1,6 - \sigma_{bp} / R_{b,ser} = 1,6 - 2,68 / 21 = 1,47$.

Принимаем $\varphi = 1$. Тогда расстояние от ядровой точки, наиболее удаленной от растянутой (нижней) зоны, до центра тяжести сечения

$$r = \varphi W_{red} / A_{red} = 1 \cdot 4,6 \cdot 10^6 / 100981 = 45,6 \text{ мм}.$$

Момент, воспринимаемый сечением при образовании трещин в стадии эксплуатации, $M_{crc} = R_{bt,ser} W_{pl} + \gamma_{sp} P_2 (e_{op} + r) = 1,8 \cdot 8,05 \cdot 10^6 + 0,877 \cdot 111780 \cdot (217,9 + 45,6) = 40,3 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм}$, где $R_{bt,ser}$ определяем по классу бетона. Момент от нормативных нагрузок, вызывающий появление трещин, $M_n = 39,98 \cdot 10^6 < M_{crc} = 40,3 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм}$.

Трещины в стадии эксплуатации не образуются.

Расчет прогиба панели. Прогиб ребристой панели от действия постоянной и длительной нагрузок не должен превышать 25 мм [1]. Определим параметры, необходимые для расчета прогиба панели **без трещин** в растянутой зоне. Заменяющий момент равен изгибающему моменту от постоянной и длительной нагрузок $M = M_{nl}$; продольная сила равна усилию предварительного обжатия с учетом всех потерь P_2 при $\gamma_{sp} = 1$.

$$\left(\frac{1}{r}\right)_2 = \frac{M_{nl} \varphi_{b2}}{\varphi_{b1} E_b I_{red}} = 29,62 \cdot 10^6 \cdot 2 / (0,85 \cdot 29 \cdot 10^3 \cdot 1141,6 \cdot 10^6) = 2,1 \cdot 10^{-6} \text{ мм}^{-1}.$$

Кривизна, обусловленная выгибом панели от кратковременного действия усилия обжатия:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_3 = \frac{P_2 e_{op}}{\varphi_{b1} E_b I_{red}} = 111780 \cdot 217,9 / (0,85 \cdot 29 \cdot 10^3 \cdot 1141,6 \cdot 10^6) = 8,6 \cdot 10^{-7} \text{ мм}^{-1}.$$

Кривизна, обусловленная выгибом панели от усадки и ползучести бетона вследствие обжатия, $\left(\frac{1}{r}\right)_4 = \frac{\sigma_6 + \sigma_9}{E_s h_0} = (11,56 + 40,8) / (17 \cdot 10^4 \cdot 320) = 9,6 \cdot 10^{-7} \text{ мм}^{-1}$

$$\text{Значение полной кривизны } \left(\frac{1}{r}\right) = \left(\frac{1}{r}\right)_2 - \left(\frac{1}{r}\right)_3 - \left(\frac{1}{r}\right)_4 = 2,8 \cdot 10^{-7} \text{ мм}^{-1}$$

Прогиб определим по упрощенному способу:

$$f \approx (5/48) (1/r) l_0^2 = 5 \cdot 5890^2 \cdot 2,8 \cdot 10^{-7} / 48 = 1,01 \text{ мм} < [25] \text{ мм}.$$

Жесткость панели достаточна.

Расчет полки на местный изгиб выполняем, рассматривая ее как частично защемленную в ребрах. Расчетный пролет равен расстоянию в свету между внутренними гранями продольных ребер $l_0 = 1190 - 2 \cdot 20 - 2 \cdot 85 - 2 \cdot 35 = 910 \text{ мм}$ (рис. 4.2-а). В расчете плитной конструкции удобно рассматривать полосу шириной 1 м.

Тогда погонная расчетная нагрузка с учетом массы полки толщиной 50 мм составит (см. табл. 4.4)

$$q = 0,95 \cdot (1,2 + 1,1 \cdot 0,05 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 2,5 \cdot 10 + 5,4) = 7,58 \text{ кН/м}, \text{ а момент}$$

$$M = \pm q / 11 = \pm 7,58 \cdot 0,91^2 / 11 = \pm 0,59 \text{ кН} \cdot \text{м} = \pm 5,9 \cdot 10^5 \text{ Н} \cdot \text{мм}.$$

Рабочая высота $h_0 = h_f' - 15 = 50 - 15 = 35 \text{ мм}$. Определяем высоту сжатой зоны

$$x = h_0 - \sqrt{h_0^2 - 2M / R_b b_f} = 35 - \sqrt{35^2 - 2 \cdot 5,9 \cdot 10^6 / (15,3 \cdot 1000)} = 1,12 \text{ мм}.$$

Площадь сечения арматуры из проволоки класса Вр-I: $A_s = R_b b x / R_s = 15,3 \cdot 1000 \cdot 1,12 / 410 = 41,8 \text{ мм}^2$.

Принимаем 5Ø4 Вр-1 с шагом 200 мм и площадью $A_s = 62,8 \text{ мм}^2$.

Конструирование панели. Первый лист чертежей ребристой панели (лист Б3) содержит опалубочный чертеж, схему армирования, спецификацию и ведомость расхода стали. В текстовом материале отражены особенности чтения чертежей и необходимые указания по производству изделий. На втором листе (лист Б4) изображены сетки, каркасы, монтажная петля и групповая спецификация арматуры.

Преднапряженные панели подобного типа изготавливают в специальных формах с толстыми резиновыми прокладками (упругими компенсаторами) у торцов по всей ширине, в противном случае при отпуске натяжения изделие заклинивается в форме и при его выемке происходит разрушение торцевых ребер. Поэтому в примечании на листе делаем соответствующую запись.

Кроме закладных деталей (поз. 9) и рабочей арматуры, объединенной в сетки и каркасы (поз. 3, 6 и 7), устанавливаем конструктивную арматуру: поз. 8 — гнутые сетки, охватывающие напрягаемые стержни (поз. 1) в концевых участках и предохраняющие бетон от раскалывания при от-

пуске натяжения, поз. 4 — каркасы в торцевых ребрах и поз. 5 — гнутые каркасы, соединяющие продольные и торцевые ребра.

При проектировании сеток и каркасов учитываем конструктивное требование норм: длина от концов стержней до оси крайнего пересекаемого стержня должна быть не менее диаметра выступающего стержня и не менее 20 мм. Основные надписи и формы таблиц спецификаций необходимо выполнить согласно приложению В.

Четыре петли предназначены для подъема панели, их диаметр 10 мм определяем по табл. 4.2, имея в виду, что собственная масса панели распределяется на три петли. Размеры петель находим по данным табл. 4.3.

4.4 Расчет и конструирование ригеля

При назначении размеров сечения ригеля кроме данных табл. 4.1 следует учитывать, что верхние грани ригеля и панели перекрытия должны совпадать, поэтому высоту стенки назначают равной высоте сечения панели (с добавлением 10 мм раствора для пустотной панели).

В связевых каркасах ригели работают как свободно опертые однопролетные балки. Расчетный пролет равен расстоянию между осями опор: $l_0 = l - 2 \cdot 130/2$, где l – проектная длина ригеля (рис. 4.1, б). 130 мм — длина площадок опирания на консоли колонн. Расчетными являются нормальные сечения в середине пролета и наклонные у опор, начинающиеся в углах подрезки (рис. 4.3).

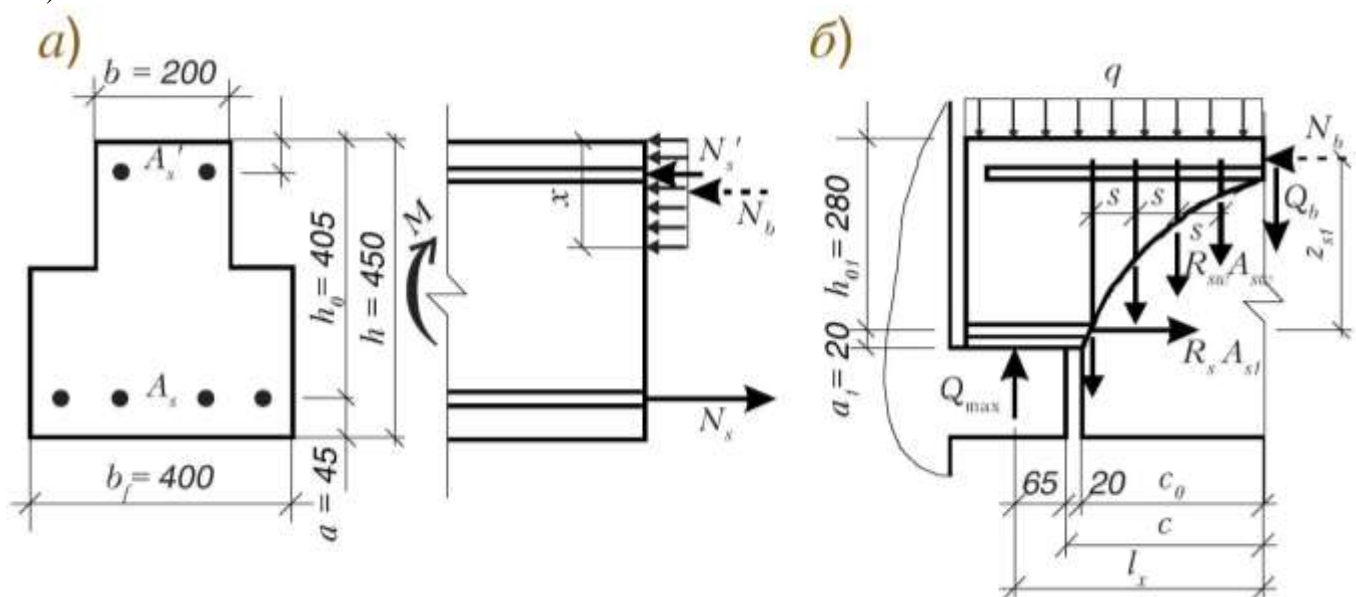


Рисунок 4.3 – Расчетные схемы ригеля по нормальному (а) и наклонному (б) сечениям

Требуется рассчитать и законструировать ригель среднего пролета перекрытия с пустотными панелями.

Исходные данные: Длина ригеля $l = 5660$ мм, размеры сечения: $b = 200$ мм, $h = 450$ мм, $b_f = 400$ мм, высота ребра 230 мм, откуда $h_f = 450 - 230 = 220$ мм. Бетон тяжелый класса В30, расчетные характеристики для бетона $R_b = 15,3$ МПа, $R_{bt} = 1,08$ МПа при $\gamma_{b2} = 0,9$ (назначаются согласно приложения Г). Рабочая арматура класса А-III, расчетные характеристики для арматуры $R_s = R_{sc} = 355$ МПа, $R_{sw} = 285$ МПа при $d < 10$ мм и $R_s = R_{sc} = 365$ МПа, $R_{sw} = 290$ МПа при $d > 10$ мм (назначаются согласно приложения Д).

Проектирование ригеля состоит из разделов:

- 1) нагрузки и воздействия;
- 2) расчет прочности нормальных сечений;
- 3) расчет прочности наклонных сечений на поперечную силу;
- 4) расчет прочности наклонных сечений на изгибающий момент;
- 5) конструирование ригеля.

Нагрузки и воздействия. Расчетный пролет ригеля $l_0 = 5660 - 130 = 5530$ мм. Погонная нагрузка от собственного веса ригеля (при объемном весе железобетона 25 кН/м^3): нормативная — $q_{cn} = (0,2 \cdot 0,45 + 0,2 \cdot 0,22) \cdot 25 = 3,5 \text{ кН/м}$; расчетная — $q_c = 3,5 \cdot 1,1 = 3,85 \text{ кН/м}$ (где $\gamma_f = 1,1$ – коэффициент надежности по нагрузке). Полную расчетную нагрузку определяем с использованием данных табл. 4.1 с учетом шага ригелей 6,2 и номинальной длины панелей 6 м:

временная	$5,4 \cdot 6,2 = 33,48 \text{ кН/м}$;
от веса пола	$1,2 \cdot 6,2 = 7,44 \text{ кН/м}$;
от веса панелей с заливкой швов	$3,3 \cdot 6 = 19,8 \text{ кН/м}$;

от веса ригеля

3,85 кН/м.

Итого:

$q = 64,57 \text{ кН/м} = 64,57 \text{ Н/мм}$.

С учетом коэффициента надежности по назначению $\gamma_n = 0,95$ для зданий нормального уровня надежности [1] расчетная нагрузка $q = 61,3 \text{ кН/м} = 61,3 \text{ Н/мм}$. Изгибающий момент в середине пролета $M = q \cdot l_0^2 / 8 = 61,3 \text{ Н/мм} \cdot (5530 \text{ мм})^2 / 8 = 234,33 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм}$. Поперечная сила на опоре $Q_{\max} = q \cdot l_0 / 2 = 61,3 \text{ Н/мм} \cdot 5530 \text{ мм} / 2 = 169,5 \cdot 10^3 \text{ Н}$.

Расчет прочности нормальных сечений. Задаемся $a = 45 \text{ мм}$, $a' = 30 \text{ мм}$. Тогда $h_0 = 450 - 45 = 405 \text{ мм}$. Поскольку полка находится в растянутой зоне, сечение рассматриваем как прямоугольное шириной $b = 200 \text{ мм}$. Несущая способность сечения на изгиб M_u складывается из моментов относительно арматуры A_s : воспринимаемых сжатым бетоном M_b и сжатой арматурой M'_s . Условие прочности имеет вид: $M \leq M_u = M_b + M'_s$.

Вычисляем M_b , задаваясь граничной высотой сжатой зоны

$x = x_R = \xi h_0 = 0,582 \cdot 405 = 236 \text{ мм}$, где ξ находим по табл. 4.5 с учетом $\gamma_{b2} = 0,9$.

Тогда $M_b = R_b b x (h_0 - 0,5x) = 15,3 \text{ МПа} \cdot 200 \text{ мм} \cdot 236 \text{ мм} \cdot (405 \text{ мм} - 118 \text{ мм}) = 207,26 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} < M = 234,33 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм}$.

Определяем, какую часть изгибающего момента M должна воспринимать арматура A'_s :

$M'_s = (234,33 - 207,26) \cdot 10^6 = 27,07 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм}$.

Поскольку $M'_s = R_{sc} A'_s (h_0 - a')$, требуемая площадь сжатой арматуры:

$A'_s = M'_s / (R_{sc} (h_0 - a')) = 27,07 \cdot 10^6 / (365 \cdot (405 - 30)) = 198 \text{ мм}^2$.

Из суммы проекций сил на горизонтальную ось (рис. 5.3, а) $N_s - N_b - N'_s = 0$ находим площадь растянутой арматуры:

$A_s = (N_b + N'_s) / R_s = (R_b b x + R_{sc} A'_s) / R_s = (15,3 \cdot 200 \cdot 236 + 365 \cdot 198) / 365 = 2176 \text{ мм}^2$.

Принимаем по сортаменту $A_s = 2214 \text{ мм}^2$ (2Ø28 + 2Ø25), $A'_s = 226 \text{ мм}^2$ (2Ø12).

Проверяем прочность сечения:

$x = (R_s A_s - R_{sc} A'_s) / (R_b b) = (365 \cdot 2214 - 365 \cdot 226) / (15,3 \cdot 200) = 237 \text{ мм} > x_R = 236 \text{ мм}$.

В расчет вводим $x = x_R$, тогда $M_u = 15,3 \cdot 200 \cdot 236 (405 - 118) + 365 \cdot 226 (405 - 30) = 238,19 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм}$.

Поскольку $M_u > M = 234,33 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм}$, **прочность достаточна.**

Защитные слои бетона: для нижней арматуры $a - d_s / 2 = 45 - 28 / 2 = 31 \text{ мм} > d = 28 \text{ мм}$ и больше 20 мм, для верхней арматуры $30 - 12 / 2 = 24 \text{ мм} > d_s = 12 \text{ мм}$ и больше 20 мм, т.е. **защитные слои также достаточны.**

Таблица 4.5 Граничная относительная высота сжатой зоны

Коэффициент условий работы γ_{b2}	Класс растянутой арматуры	Класс бетона						
		B12,5	B15	B20	B25	B30	B35	B40
0,9	A-III	0,662	0,652	0,627	0,604	0,582	0,564	0,542
	A-II	0,689	0,680	0,650	0,632	0,610	0,592	0,571
	A-I	0,708	0,698	0,674	0,652	0,630	0,612	0,591
1,0	A-III	0,628	0,619	0,591	0,563	0,541	0,519	0,498
	A-II	0,660	0,650	0,623	0,593	0,573	0,551	0,530
	A-I	0,682	0,673	0,645	0,618	0,596	0,575	0,553
1,1	A-III	0,621	0,610	0,581	0,550	0,523	0,502	0,481
	A-II	0,650	0,642	0,613	0,582	0,556	0,534	0,514
	A-I	0,675	0,665	0,636	0,605	0,579	0,558	0,537

Приведенный порядок расчета изменится незначительно, если окажется, что $M_b > M$, т.е. сжатая арматура по расчету не потребуется. В этом случае нужно задаться арматурой A'_s из конструктивных соображений (для пространственного каркаса ригеля она должна быть не менее $2\varnothing 10$ — при меньших диаметрах каркас в момент подъема деформируется). Зная A'_s , найдем $M'_s = R_{sc} A'_s (h_0 - a')$, а затем $M_b = M - M'_s$.

Тогда из условия $M_b = R_b b x (h_0 - 0,5x)$ определим высоту сжатой зоны

$$x = h_0 - \sqrt{h_0^2 - 2M/(R_b b)}, \text{ а из условия а из условия } N_s - N_b - N'_s = 0 \text{ определим}$$

$A_s = (R_b b x + R_{sc} A'_s) / R_s$. Заметим, что такой порядок расчета точнее табличного, поскольку в расчете сразу участвует конструктивная арматура A'_s , без которой не обойтись в любом случае.

В целях экономии стали часть продольной растянутой арматуры ($2\varnothing 25$ А-III, т.е. не более половины A_s) обрываем в пролете. Для нахождения точек теоретического обрыва (расстояние m на рис. 4.4) приравниваем внешний момент $M_{(1)}$ к несущей способности нормального сечения $M_{u(1)}$ с оставшейся арматурой $A_{s(1)}$ ($2\varnothing 28$ А-III):

$$x_{(1)} = (R_s A_{s(1)} - R_{sc} A'_s) / (R_b b) = (365 \cdot 1236 - 365 \cdot 226) / (15,3 \cdot 200) = 120 \text{ мм.}$$

$$M_{u(1)} = R_b b x_{(1)} (h_0 - 0,5x_{(1)}) + R_{sc} A'_s (h_0 - a') = 15,3 \cdot 200 \cdot 120 (405 - 60) + 365 \cdot 226 \cdot (405 - 30) = 157,6 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} = 157,6 \text{ кНм.}$$

$$M_{u(1)} = M_{(1)} = q l_0 m / 2 - q m^2 / 2,$$

$$\text{Откуда } m = 0,5 l_0 \left[\sqrt{(0,5 l_0)^2 - 2 M_{u(1)} / q} + 0,5 \right] = 0,5 \cdot 5,53 \cdot \left[\sqrt{2,765^2 - 2157,6 / 61,3} + 1 \right] = 1,18 \text{ м.}$$

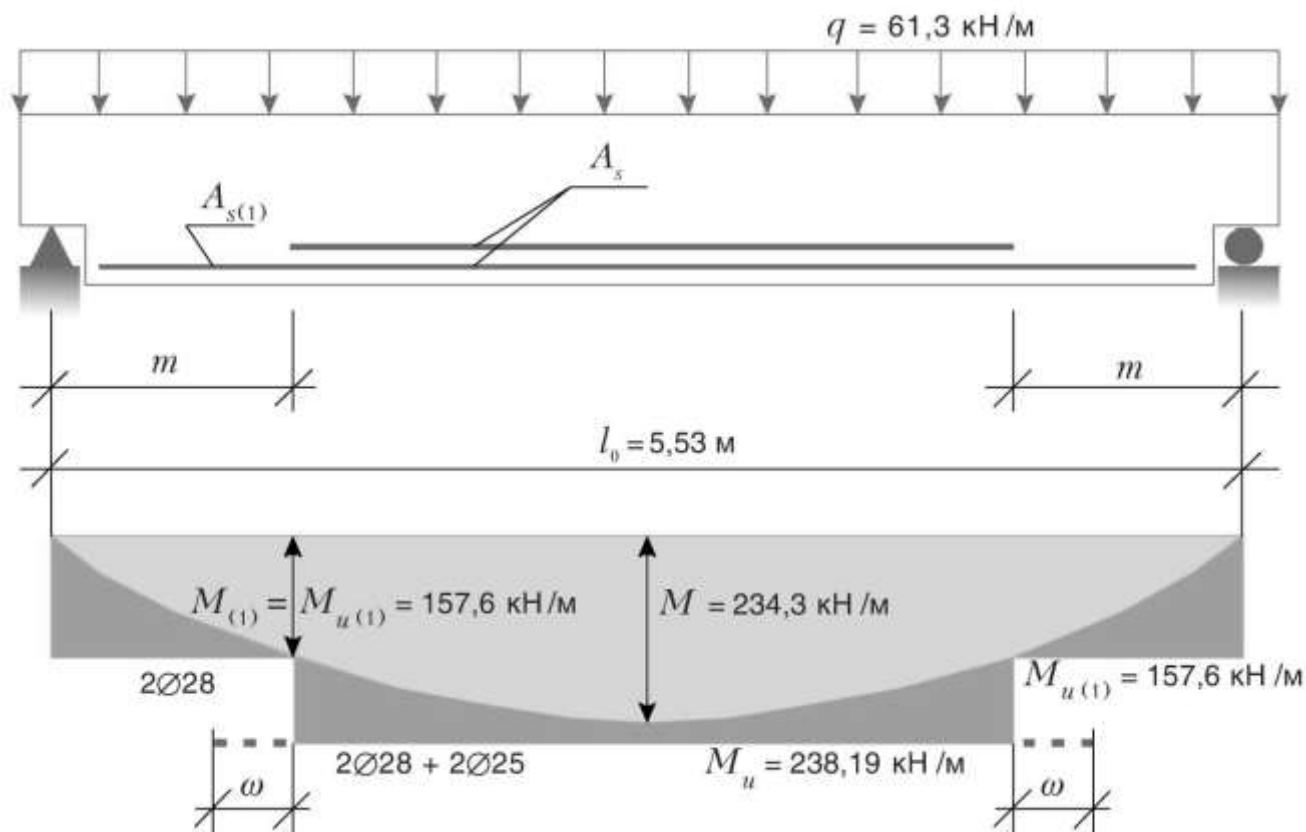


Рисунок 4.4 – Схема армирования нижнего пояса ригеля. Эпюра материалов

Обрываемая арматура заводится за точки теоретического отрыва на длину $\omega = Q / (2 q_{sw}) + 5 d_s \geq 20 d_s$. Поскольку q_{sw} определяется работой наклонных сечений, расчет ω приводится ниже, в разделе «Конструирование».

Т.к. объем проекта достаточно велик, ригель по второй группе предельных состояний не рассчитываем. Отметим только, что если для растянутой арматуры потребуется больше 4Ø32 А-III, а для сжатой — больше 2Ø20 А-III необходимо увеличить высоту сечения ригеля, иначе не обеспечивается требуемая жесткость конструкции.

Увеличение класса бетона не даст нужного прироста жесткости.

Расчет прочности наклонных сечений на поперечную силу. Опасные наклонные сечения начинаются там, где резко меняются размеры сечения ригеля, т.е. в углу подрезки (рис. 4.3, б). Высота сечения здесь $h_l = 300$ мм, ширина $b = 200$ мм. Продольная растянутая арматура $A_{s(1)}$, подобранная расчетом прочности нормальных сечений, до опор не доходит, поэтому в опорных участках устанавливаем дополнительную продольную арматуру $A_{s(2)}$, диаметр которой определим в расчете наклонных сечений на изгиб. Для надежного заанкеривания ее привариваем к опорной закладной пластине толщиной 10 мм. С учетом этого предварительно принимаем $a = 20$ мм, тогда $h_0 = 280$ мм.

Не приступая к расчету, определим минимальное поперечное армирование по конструктивным требованиям [2]. При $h_l = 300 < 450$ мм шаг s поперечных стержней (хомутов) на длине, равной $1/4$ пролета, должен быть не более 150 мм и не более $h_l / 2 = 150$ мм. Принимаем $s = 150$ мм. По условиям сварки диаметр хомутов принимаем $d_{sw} = 8$ мм, $A_{sw} = 101 \text{ мм}^2$ (для 2Ø8).

Проверяем прочность наклонной полосы на сжатие по формуле $Q \leq 0,3 \varphi_{\omega 1} \varphi_{b1} R_b b h_0$.

Коэффициент, учитывающий влияние поперечной арматуры:

$$\varphi_{\omega 1} = 1 + 5 \alpha \mu_{\omega} = 1 + 5 \cdot 6,9 \cdot 0,0034 = 1,16 < 1,3; \text{ здесь } \alpha = E_s/E_b = 20 \cdot 10^4/29 \cdot 10^3 = 6,9; \\ \mu_{\omega} = A_{sw}/(bs) = 101/(200 \cdot 150) = 0,0034.$$

Коэффициент $\varphi_{b2} = 1 - \beta R_b = 1 - 0,01 \cdot 15,3 = 0,847$, где $\beta = 0,01$ для тяжелого бетона.

Прочность полосы $0,3 \cdot 1,16 \cdot 0,847 \cdot 15,3 \cdot 200 \cdot 280 = 252,2 \cdot 10^3 \text{ Н} > Q = 169,5 \cdot 10^3 \text{ Н}$.

Условие выполнено.

Проверяем прочность по наклонной трещине из условия $Q \leq Q_u = Q_b + Q_{sw}$. При этом прочность сжатого бетона на срез $Q_b = M_b/c$, где $M_b = \varphi_{b2}(1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} b h_0^2 = 2 \cdot (1 + 0 + 0) \cdot 1,08 \cdot 200 \cdot 280^2 = 33,869 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм}$ (здесь φ_{b2} учитывает вид бетона, φ_f - влияние свесов сжатой полки, φ_n - влияние преднапряжения). Прочность поперечной арматуры, пересекающей наклон трещину, $Q_{sw} = q_{sw} c_0$, где $q_{sw} = R_{sw} A_{sw}/s = 255 \cdot 101/150 = 172 \text{ Н/мм}$ (здесь R_{sw} снижено на 10 % с учетом ослабления стержней сваркой при $d_{sw}/d_s = 8/28 < 1/3$).

Поскольку наклонная трещина начинается в углу подрезки, т.е. почти у грани опоры, проекцию опасной наклонной трещины находим по формуле $c_0 = \sqrt{M_b/q_{sw}} = \sqrt{33,869 \cdot 10^6/172} = 444 \text{ мм} < 2 h_0 = 560 \text{ мм}$.

Проекция расстояния от грани опоры до конца трещины, или пролет среза $c = c_0 + 20 = 464 \text{ мм}$ (рис. 5.3, б).

$$\text{Тогда } Q_b = M_b/c = 33,869 \cdot 10^6/464 = 72994 \text{ Н}, Q_{sw} = q_{sw} c_0 = 172 \cdot 444 = 76368 \text{ Н}, \\ Q_u = Q_b + Q_{sw} = 149362 \text{ Н}.$$

Внешняя нагрузка q приложена к полкам ригеля, т.е. по одну сторону от наклонного сечения, в то время как опорная реакция Q_{max} — по другую. Поэтому на участке проекции наклонного сечения значение поперечной силы постоянно: $Q = Q_{max} = 169500 \text{ Н}$; $Q > Q_u$, следовательно, **требуется увеличить q_{sw}** .

Принимаем $s = 100$ мм, $q_{sw} = 255 \cdot 101/100 = 257 \text{ Н/мм}$, $c_0 = \sqrt{33,869 \cdot 10^6/257} = 363 < 560$ мм, $c = c_0 + 20 = 383$ мм, $Q_b = 33,869 \cdot 10^6/383 = 88431 \text{ Н}$, $Q_{sw} = 257 \cdot 363 = 93291 \text{ Н}$, $Q_u = 181722 \text{ Н} > Q = 169500 \text{ Н}$. **Прочность достаточна.**

Расчет прочности наклонных сечений на изгибающий момент. Подрезка бетона в опорных участках не позволяет завести продольную арматуру за грани опор, поэтому, как отмечалось выше, устанавливаем по два дублирующих горизонтальных стержня, заанкеривая их на опорах

приваркой к закладным пластинам. Сечение стержней класса А-III подбираем расчетом наклонных сечений на изгибающий момент (рис. 4.3, б) из условия $M < M_u = M_{s1} + M_{sw}$, где M — внешний изгибающий момент относительно точки приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне, $M_{s1} = R_s A_s z_{s1}$ — момент усилия в продольной арматуре относительно той же точки, $M_{sw} = q_{sw} c_0^2 / 2$ — то же усилий в хомутах.

Проекция опасного наклонного сечения $c_0 = Q_{max} / q_{sw} = 169500 / 257 = 659 \text{ мм} > 2 h_0 = 560 \text{ мм}$. Принимаем $c_0 = 560 \text{ мм}$.

$M = Q_{max} l_x = 169500 \cdot 645 = 109,3 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм}$, где $l_x = c_0 + 85$ (рис. 4.3, б). Величина M определена без учета разгружающего действия q (нагрузка приложена не к верхней грани ригеля, а к полкам).

$$M_{sw} = 257 \cdot 560^2 / 2 = 40,3 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм}. M_{s1} = M - M_{sw} = 69,0 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм}.$$

Требуемая площадь арматуры $A_{s1} = M_{s1} / (R_s z_{s1}) = 69,0 \cdot 10^6 / (365 \cdot 250) = 756 \text{ мм}^2$ (здесь z_{s1} принято приближенно равным расстоянию между осями сжатой и растянутой арматуры).

Ближайшие по сортаменту стержни $2\varnothing 22 \text{ мм}$, $A_{s1} = 760 \text{ мм}^2$.

Стержни должны быть заведены в бетон на длину не менее

$$l_{an} = (\omega_{an} R_s / R_b + \Delta \lambda_{an}) d_s = (0,7 \cdot 365 / 17 + 11) \cdot 22 = 572 \text{ мм},$$

где $R_b = 17 \text{ МПа}$ (при $\gamma_{b2} = 1$), значения коэффициентов ω_{an} и $\Delta \lambda_{an}$ приняты для стержневой арматуры периодического профиля [2]. Принимаем с округлением $l_{an} = 580 \text{ мм}$.

Конструирование (лист Б5). Несмотря на внешне простую форму, армирование ригелей представляет собой достаточно сложную задачу. Причиной этого является нижнее расположение полок и наличие подрезки бетона в концевых участках для опирания на «скрытые» консоли колонн. Здесь невозможно ограничиться, как в плитах или балках, набором плоских или гнутых сварных сеток и каркасов, укладываемых последовательно в форму. Перечисленные обстоятельства вынуждают применять сложные и трудоемкие в изготовлении пространственные каркасы, затрудняя работу арматурному цеху, но зато облегчая формовочному.

Пространственный каркас КП1 (лист Б6) состоит из трех плоских каркасов. Два вертикальных КР1 включают продольные рабочие стержни $\varnothing 12 \text{ А-III}$ (поз. 2), $\varnothing 28 \text{ А-III}$ (поз. 4) и распределительные $\varnothing 5 \text{ Вр-I}$ (поз. 3), а также поперечные $\varnothing 8 \text{ А-III}$ (поз. 1). Горизонтальный каркас КР2 состоит из продольных рабочих стержней $\varnothing 25 \text{ А-III}$ (поз. 3) и распределительных: продольных $\varnothing 5 \text{ Вр-I}$ (поз. 2) и поперечных $\varnothing 8 \text{ А-I}$ (поз. 1). Для сборки КП1 используем отдельные распределительные стержни $\varnothing 5 \text{ Вр-I}$ (поз. 3 и 4 на каркасе КП1), причем стержни поз. 4, кроме того, предупреждают отрыв полок при воздействии нагрузок от плит.

Укороченные продольные стержни $\varnothing 25 \text{ А-III}$ каркаса КР2 имеют точки теоретического обрыва, расположенные на расстоянии $m = 1180 \text{ мм}$ от осей опор (рис. 5.4). В этих сечениях $Q = Q_{max} - qm = 169500 - 61,3 \cdot 1180 = 97166 \text{ Н}$, шаг хомутов $s = 250 \text{ мм}$, $q_{sw} = R_{sw} A_{sw} / s = 255 \cdot 101 / 250 = 103 \text{ Н/мм}$.

Отсюда $\omega = Q / (2 q_{sw}) + 5 d_s = 97166 / (2 \cdot 103) + 5 \cdot 25 = 597 \text{ мм}$. Фактическая длина стержней составляет $l_w = l_0 - 2m + 2\omega = 5530 - 2 \cdot 1180 + 2 \cdot 590 = 4364 \text{ мм}$, с округлением $l_w = 4370 \text{ мм}$.

Поскольку КР1 и КР2, являясь деталями КП1, сами состоят из деталей, оформляем две отдельные таблицы групповых спецификаций: одну для элементов, входящих в ригель (КП1, М1), другую — для элементов, входящих в КП1 (КР1, КР2). Для П-образных стержней (поз. 4 каркаса КП1), нуждающихся в эскизе, составляем ведомость деталей по форме приложения В [7].

Опорная закладная деталь М1 включает пластину из стали марки ВСтЗпс2 (поз. 1), анкера $4\varnothing 12 \text{ А-III}$ (поз. 2), приваренные к пластине втавр под слоем флюса, и горизонтальные стержни $2\varnothing 22 \text{ А-III}$ (поз. 3; подбор см. в разделе «Расчет прочности наклонных сечений на изгибающий момент»). Последние приваривают к поз. 1 ручной дуговой сваркой (электроды Э42) двусторонними швами. Длина каждого шва (с учетом отступления стержней от края пластины на 20 мм и непровара по концам 10 мм) $l_w = 150 - 20 - 10 = 120 \text{ мм}$. Сварные швы рассчитываем в соответствии с нормами [9] в двух сечениях.

1 По металлу шва из условия $N/(\beta_f k_f 2 l_w) \leq \gamma_{wf} \gamma_c R_{wf}$, где $\beta_f = 0,7$, k_f - катет шва в мм, $l_w = 120$ мм - длина одного шва, $R_{wf} = 180$ МПа - расчетное сопротивление шва срезу, $\gamma_{wf} = 1$, $\gamma_c = 0,95$, $N = 365 \cdot 760/2 = 138700$ Н — продольное усилие в одном стержне (см. раздел «Расчет прочности наклонных сечений на изгибающий момент»).

Определяем катет $k_f = N/(\beta_f 2 l_w \gamma_{wf} \gamma_c R_{wf}) = 138700 / (0,7 \cdot 240 \cdot 1 \cdot 0,95 \cdot 180) = 4,8$ мм.

Принимаем $k_f = 5$ мм.

2 По металлу границы сплавления из условия $N/(\beta_z k_f 2 l_w) \leq \gamma_{wz} \gamma_c R_{wz}$, где $\beta_z = 1$, $\gamma_{wz} = 1$, $R_{wz} = 0,45 R_{un} = 0,45 \cdot 350 = 157,5$ МПа — расчетное сопротивление стали по границе сплавления, R_{un} — расчетное сопротивление стали ВСтЗпс по временному сопротивлению.

$138700 / (1 \cdot 5 \cdot 240) = 115$ МПа $< 157,5 \cdot 1 \cdot 0,95 = 150$ МПа.

Прочность швов достаточна.

Диаметр монтажных петель $d = 12$ мм принимаем по табл. 4.2, их размеры назначаем по табл.

4.3.

4.5 Расчет и конструирование колонны

В связевых каркасах горизонтальные нагрузки передаются на диафрагмы жесткости, поэтому колонны воспринимают только вертикальные нагрузки. Если соседние пролеты и нагрузки одинаковы, то допускается приложить вертикальных сил N на колонну учитывать только со случайным эксцентриситетом e_0 . Значение e_0 принимается большим из трех величин: $h/30$, $l_0/600$ и 10 мм (где h – высота сечения колонны, l_0 – расчетная длина). Поскольку случайный эксцентриситет может быть и справа, и слева от оси, армирование колонны принимается симметричным: $A_s - A'_s$. Для элементов прямоугольного сечения при расчетной длине $l_0 < 20h$ и симметричной арматуре классов А-I, А-II и А-III расчет на внецентренное сжатие со случайным эксцентриситетом допускается заменять расчетом на центральное сжатие; при этом напряжения в бетоне принимают равными R_b , а в арматуре – R_{sc} .

Требуется рассчитать и законструировать среднюю колонну первого этажа перекрытия с пустотными панелями.

Исходные данные: Высота этажа — 4,2 м; количество этажей 5; сетки колонн — 6 х 6,2 м; сечение колонны — 300 х 300 мм. Бетон тяжелый класса В30, расчетные характеристики приняты по приложению Г: $R_b = 15,3$ МПа при $\gamma_{b2} = 0,9$. Рабочая арматура класса А-III, расчетные сопротивления приняты по приложению Д: $R_s = R_{sc} = 365$ МПа. Расчетная длина колонны равна высоте этажа $l_0 = 4,2$ м.

Проектирование колонны состоит из разделов:

- 1) нагрузки и воздействия;
- 2) расчет прочности нормального сечения;
- 3) расчет прочности консоли;
- 4) конструирование колонны.

Нагрузки и воздействия. Грузовая площадь колонны $A_c = 6 \times 6,2 = 37,2$ м². Расчетная нагрузка от перекрытия одного этажа (с учетом данных табл. 4.1) $N_1 = (q + p) A_c = 9,9 \cdot 37,2 = 368,28$ кН в том числе постоянная и длительная $N_{1,t} = 7,38 \cdot 37,2 = 274,54$ кН.

Расчетная нагрузка от собственного веса ригеля:

$$N_2 = V \gamma \gamma_f = [(0,2 \cdot 0,45 + 0,2 \cdot 0,22) 5,36 + 0,2 \cdot 0,3 \cdot 0,31] 25 \cdot 1,1 = 20,25 \text{ кН},$$

где V — объем в м³, $\gamma = 25$ кН/м³ — объемный вес железобетона, $\gamma_f = 1,1$ — коэффициент надежности по нагрузке. Расчетная нагрузка от собственного веса колонны:

$$N_3 = (0,3 \cdot 0,3 \cdot 4,2 + 2 \cdot 0,3 \cdot 0,15 \cdot 0,15) 25 \cdot 1,1 = 10,77 \text{ кН}.$$

Расчетная нагрузка от покрытия (табл. 5.4) на колонну:

$$N_4 = (q + p) A_c = 6,84 \cdot 37,2 = 254,45 \text{ кН},$$

в том числе постоянная и длительная

$$N_{4,t} = 5,79 \cdot 37,2 = 215,39 \text{ кН}.$$

Суммарная продольная сила в колонне (с учетом коэффициента надежности по назначению $\gamma_n = 0,95$)

$$N = (4 N_1 + 5 N_2 + 5 N_3 + N_4) \gamma_n = (4 \cdot 368,28 + 5 \cdot 20,25 + 5 \cdot 10,77 + 254,45) 0,95 = 1789 \text{ кН}.$$

От постоянных и длительных нагрузок

$$N_l = (4 \cdot 274,54 + 5 \cdot 20,25 + 5 \cdot 10,77 + 215,39) 0,95 = 1395 \text{ кН}.$$

Расчет прочности нормального сечения. Условие прочности имеет вид:

$N \leq \varphi [R_b A_b + (A_s + A'_s)]$, где $A_b = 300 \cdot 300 = 90000$ мм² — площадь бетонного сечения, φ — коэффициент, учитывающий гибкость колонны и длительность действия нагрузок.

Преобразуя формулу, получим:

$$(A_s + A'_s) \geq (N - \varphi R_b A_b) / (\varphi R_{sc}),$$

$$\varphi = \varphi_1 + 2(\varphi_2 - \varphi_1) R_{sc} (A_s + A'_s) / (R_b A_b) \leq \varphi_2,$$

где φ_1 и φ_2 коэффициенты, принимаемые по табл. 4.5.

Таблица 4.5 Коэффициенты для учета гибкости колонны и длительности действия нагрузок

Гибкость l_0/h	φ_1 в зависимости от N_1/N			φ_2 в зависимости от N_1/N		
	0	0,5	1	0	0,5	1
6	0,93	0,92	0,92	0,93	0,92	0,92
10	0,91	0,90	0,89	0,91	0,91	0,90
14	0,89	0,85	0,81	0,89	0,87	0,86
16	0,86	0,80	0,74	0,87	0,84	0,82
18	0,83	0,73	0,63	0,84	0,80	0,77
20	0,80	0,65	0,55	0,81	0,75	0,70

Таблица 4.6 Минимальный процент армирования

Гибкость $\lambda = l_0/h$	μ_{\min}
$\lambda < 6$	0,05
$6 \leq \lambda \leq 10$	0,10
$10 < \lambda \leq 24$	0,20
$\lambda > 24$	0,25

Коэффициент φ определяем последовательными приближениями. В первом приближении принимаем $\varphi = \varphi_2$.

В нашем случае, при $l_0/h = 4200 / 300 = 14$ и $N_1/N = 1395 / 1789 = 0,78$, коэффициент $\varphi_1 = 0,83$, $\varphi_2 = 0,86$.

При $\varphi = \varphi_2$ определяем $(A_s + A'_s) = (1789 \cdot 10^3 - 0,86 \cdot 15,3 \cdot 90000) / (0,86 \cdot 365) = 1927 \text{ мм}^2$.

Проверяем:

$$\varphi = 0,83 + 2(0,86 - 0,83) \cdot 365 \cdot 1927 / (15,3 \cdot 90000) = 0,86.$$

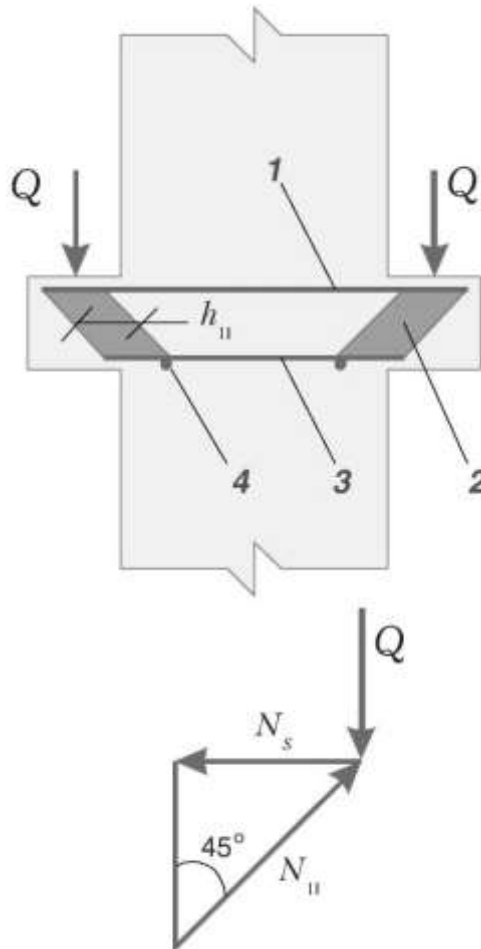
Результаты сходятся, **площадь арматуры подобрана верно.**

Принимаем по сортаменту 4Ø25 А-III ($A_s + A'_s = 1963 \text{ мм}^2$). Заметим, что если бы проверка не сошлась, то во втором приближении следовало принять значение φ среднее между назначенным вначале и полученным в итоге расчета. Полученный процент армирования от рабочей площади бетона составляет:

$$\mu = (A_s + A'_s)100 / (bh_0) = 1963 \cdot 100 / (300 \cdot 255) = 2,57\%.$$

При гибкости колонны $l_0/h = 14$ это выше минимально допустимого процента армирования $\mu_{\min} = 0,2\%$ (табл. 4.5) и меньше рекомендуемого максимального $\mu_{\max} = 3\%$.

Расчет прочности консоли. Скрытые консоли (рис. 4.5) имеют малые размеры, поэтому их армируют жесткой арматурой, которую рассчитывают на воздействие опорных реакций ригелей Q без учета работы бетона.



1 – растянутые стержни; 2 – наклонные пластины;
3 – сжатые стержни; 4 – распределительные стержни

Рисунок 4.5 – Расчетная схема консоли колонны

Усилия в наклонных пластинах (2 на рис. 4.5) определяем из условия равенства нулю проекций сил на вертикаль:

$$N_n = Q / \sin 45^\circ = 169500 / 0,707 = 239745 \text{ Н.}$$

Сечение пластин из стали ВСт3пс2: $2\delta h_n = 2 \cdot 8 \cdot 120 = 1920 \text{ мм}^2$, где δ — толщина пластины, h_n — ее ширина по горизонтали. Площадь нормального сечения пластин $A_n = 1920 \cdot \sin 45^\circ = 1357 \text{ мм}^2$, сжимающие напряжения $\sigma = N_n / A_n = 239745 / 1357 = 176 < R = 245 \text{ МПа}$.

Усилия в растянутых стержнях (1 на рис. 4.5):

$$N_s = N_n \cdot \sin 45^\circ = Q = 169500 \text{ Н.}$$

$$\text{Откуда } A_s = N_n / R_s = 169500 / 365 = 464 \text{ мм}^2.$$

Принимаем 2Ø18 А-III ($A_s = 509 \text{ мм}^2$). Нижние сжатые и распределительные стержни (3 и 4 на рис. 4.5) принимаем того же сечения, что и верхние: Ø18 А-III.

Конструирование (лист Б7). В верхней части колонны по углам предусматриваем выемки для выпусков арматуры с последующей их сваркой с выпусками стержней вышестоящей колонны. После монтажа выемки заделывают бетоном.

Длину колонны определяем с учетом заделки ее ниже отметки пола на 0,8 м и расположения стыка на 0,65 м выше перекрытия: $l = 4,2 + 0,8 + 0,65 = 5,65 \text{ м}$. Продольные стержни, определенные расчетом, включаем в два плоских каркаса КР1, которые с помощью поперечных стержней объединяем в пространственный каркас КР1 (лист Б8).

Шаг s поперечных стержней должен быть не более 500 мм и не более $20d_s$, где d_s — диаметр продольных стержней (в нашем случае $d_s = 25$ мм). При $\mu = (A_s + A'_s) / A_b > 3 \%$ шаг s уменьшается до 300 мм или до $10d_s$.

В нашем случае $\mu = 2,57 \% < 3 \%$, принимаем $s = 500$ мм. По условиям сварки диаметр поперечных стержней должен быть не менее $0,25 d_s$, принимаем $\varnothing 8$ А-I.

Согласно требованиям норм [2], защитный слой бетона до рабочей арматуры должен составлять не менее 20 мм и не менее d_s , в нашем случае — 25 мм. Окончательно расстояние от осей продольных стержней до наружных граней принимаем равным 45 мм — с учетом возможности надевания на КПП сеток косвенного армирования С2. Эти сетки, наряду с сетками С1, устанавливаем в верхней части колонны для предохранения бетона от разрушения при местном сжатии, т.е. смятии (в нижней части они не нужны, так как колонна заделана в стакане фундамента). Размеры ячеек сеток должны быть в пределах от 45 до 100 мм, но не более $1/4$ меньшей стороны сечения элемента ($300/4 = 75$ мм), шаг сеток — в пределах от 60 до 150 мм, но не более $1/3$ меньшей стороны ($300/3 = 100$ мм). На длине (от торца колонны) не менее $10d_s = 10 \cdot 25 = 250$ мм устанавливают не меньше четырех таких сеток. При этом коэффициент объемного армирования должен быть $\mu_{xy} > 0,0125$. Предварительно назначаем шаг сеток $s = 80$ мм, стержни $\varnothing 6$ А-III с ячейками 45 x 45 мм для С1 и 60 x 60 мм для С2.

Определяем коэффициент армирования для С2 (у них более крупные ячейки): $\mu_{xy} = (n_x A_{sx} l_x + n_y A_{sy} l_y) / (A_{ef} s) = 5 \cdot 28,3 \cdot 280 \cdot 2 / (90000 \cdot 80) = 0,011 < 0,0125$ (где n_x и n_y — число, A_{sx} и A_{sy} — площадь сечения, l_x и l_y — длина стержней сеток в обоих направлениях; A_{ef} — площадь бетонного сечения, s — шаг сеток). Уменьшаем шаг: $s = 70$ мм, $\mu_{xy} = 0,0126 > 0,0125$, условие удовлетворяется.

Объем бетона колонны $0,52 \text{ м}^3$, собственная масса 1,3 т. Согласно табл. 2.2 две петли (поз. 4) предусматриваем из стержней $\varnothing 10$ А-I. При симметричном сечении и армировании петли целесообразно располагать на расстояниях от торцов $a = 0,21l = 1,18$ м (где $l = 5,65$ м — длина колонны), тогда положительный и отрицательный моменты от собственного веса равны. Поскольку такому расположению мешают консоли, принимаем $a = 1,25$ м. Для монтажа колонны предусматриваем в ней отверстие $\varnothing 40$ мм, в которое будет вставляться стальной штырь с кольцами для строповки при монтаже.

4.6 Расчет и конструирование фундамента

Требуется рассчитать и законструировать фундамент под средней колонной.

Исходные данные: Высота этажа — 4,2 м; количество этажей 5; сетки колонн — 6 х 6,2 м; сечение колонны — 300 х 300 мм. Расчетное сопротивление грунта $R_o=0,25$ МПа. Бетон тяжелый класса В30, расчетные характеристики приняты по приложению Г: $R_b=15,3$ МПа при $\gamma_{b2}=0,9$. Арматура для фундамента используется класса А-II, расчетные сопротивления приняты по приложению Д: $R_s=R_{sc}=280$ МПа. Проектирование колонны состоит из разделов:

- 1) нагрузки и воздействия;
- 2) расчет размеров подошвы фундамента;
- 3) расчет прочности нижней ступени фундамента;
- 4) конструирование фундамента.

Нагрузки и воздействия. Усилия колонны у заделки в фундаменте определяются согласно сбору нагрузок.

Расчет прочности. Ввиду относительно малых значений эксцентриситета фундамент колонны рассчитываем как отдельно загруженный. Расчетное усилие $N=1799,77$ кН; усредненное значение коэффициента надежности по нагрузке $\gamma_n=1,15$ нормативное усилие:

$$N_n=1799,77/1,15=1565,02 \text{ кН.}$$

Расчетное сопротивление грунта $R_o=0,25$ МПа, бетон тяжелый класса В25, $R_{bt}=0,2$ МПа, $\gamma_{b2}=0,9$; арматура класса А-II, $R_s=R_{sc}=280$ МПа. Вес разницы объема бетона фундамента и грунта на его обрезах $\gamma=20$ кН/м³.

Высота фундамента предварительно принимается равной $H=90$ см (кратной 30 см) и условия глубины промерзания грунта; глубина заложения фундамента $H_I=105$ см.

Площадь подошвы фундамента определяем предварительно по формуле без поправок на ее ширину и заложение:

$$A = \frac{N}{R_o - \gamma \cdot H_I} = \frac{1565,02 \cdot 10^3}{0,25 \cdot 10^6 - (20 \cdot 1,05) \cdot 10^3} = 6,83 \text{ м}^2;$$

Размер стороны квадратной подошвы:

$$a = \sqrt{6,83} = 2,61 \text{ м.}$$

Принимаем размер $a=2,7$ м (кратным 0,3 м). Давление на грунт от расчетной нагрузки:

$$p = N/A = 1799,77 / (2,7 \cdot 2,7) = 246,88 \text{ кН/м}^2 \approx 247 \text{ кН/м}^2.$$

Рабочая высота фундамента из условия продавливания по выражению:

$$h_0 = \frac{hc + bc}{4} + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{N}{R_{bt} + p}} = \frac{0,3 + 0,3}{4} + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{1799,77}{20 \cdot 10^3 + 246,88}} = 0,299 \text{ м;}$$

Полная высота фундамента устанавливается из условий:

- 1) заделки колонны в фундаменте $H=1,5 \cdot h_{col} + 25 = 1,5 \cdot 30 \text{ см} + 25 = 70 \text{ см}$, где h_{col} — ширина колонны.
- 2) анкеровка сжатой арматуры колонны $\varnothing 18$ А-III в бетоне колонны класса В25 $H = 24d + 25 = 24 \cdot 1,8 \text{ см} + 25 = 68,2 \text{ см}$;

Принимаем окончательно фундамент высотой $H = 90 \text{ см}$; $h_0 = 86 \text{ см}$; - трехступенчатый . Толщина дна стакана $30 + 2 \cdot 5 = 40 \text{ см}$;

Проверяем, отвечает ли рабочая высота нижней ступни фундамента $h_{02}=30-4=26$ см условию прочности по поперечной силе без поперечного армирования в наклонном сечении, начинающемся в сечении III-III. Для единицы ширины этого сечения ($b=100$ см):

$$Q = 0,5(a - h_{col} - 2h_0)p = 0,5 \cdot (2,7 - 0,3 - 2 \cdot 0,86) \cdot 247 = 83,98 \text{ кН};$$

$$Q = 83980 \leq 0,6\gamma_{b2}R_{bt}h_{02}b = 0,6 \cdot 0,9 \cdot 0,66 \cdot 26 \cdot 100 \cdot (100) = 92000 \text{ Н}$$

- условие прочности выполняется.

Расчетные изгибающие моменты в сечениях I-I и II-II по формулам:

$$M_I = 0,125 \cdot p \cdot (a - h_{col})^2 \cdot b = 0,125 \cdot 247 \cdot (2,7 - 0,3)^2 \cdot 2,7 = 480 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{II} = 0,125 \cdot p \cdot (a - a_1)^2 \cdot b = 0,125 \cdot 247 \cdot (2,7 - 0,9)^2 \cdot 2,7 = 270 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

Площадь сечения арматуры:

$$A_{sI} = M_I / 0,9 h_0 R_s = 480 \cdot 10^5 / 0,9 \cdot 86 \cdot 280 \cdot (100) = 22,15 \text{ см}^2;$$

$$A_{sII} = M_{II} / 0,9 h_{01} R_s = 270 \cdot 10^5 / 0,9 \cdot 56 \cdot 280 \cdot (100) = 19,1 \text{ см}^2;$$

Принимаем нестандартную сварную сетку с одинаковой в обоих направлениях рабочей арматурой из стержней 5ø25 А-II с шагом $s = 20 \text{ см}$ ($A_s = 24,54 \text{ см}^2$). Проценты армирования расчетных сечений:

$$M_I = \frac{A_{sI} \cdot 100}{b_I \cdot h_0} = \frac{24,54 \cdot 100}{90 \cdot 89} = 0,05\%;$$

$$M_{II} = \frac{A_{sII} \cdot 100}{b_{II} \cdot h_{01}} = \frac{24,54 \cdot 100}{150 \cdot 56} = 0,29\%;$$

Что больше $\mu_{\min} = 0,05\%$

Пример оформления чертежа приведен на листе Б9 приложения Б.

СПИСОК ИСПОЛЬЗУЕМЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. СП 20.13330.2011. Нормы проектирования. Нагрузки и воздействия/ Министерство строительства Российской Федерации – М., 2011.
2. СП 52-103-2007. Нормы проектирования. Железобетонные монолитные конструкции зданий. / Министерство строительства Российской Федерации – М., 2007.
3. СП 27.13330.2011. Нормы проектирования. Бетонные и железобетонные конструкции/ Министерство строительства Российской Федерации – М., 2011.
4. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 2.03.01 -84)/ Министерство строительства Российской Федерации – М., 1989.
5. Байков В. Н., Сигалов Э. Е. Железобетонные конструкции: общий курс/ В. Н. Байков, Э. Е. Сигалов. – М.: Стройиздат, 1991.
6. Попов Н. Н., Забегаев А. В. Проектирование и расчет железобетонных и каменных конструкций/ Н. Н. Попов, А. В. Забегаев. – М.: Высшая школа, 1989.
7. Расчет и конструирование частей жилых и общественных зданий / под ред. П. Ф. Вахненко. – Киев: Будивэльник, 1987.
8. ГОСТ Р 21.1101 -92. СПДС. Основные требования к рабочей документации. – М.: Изд-во стандартов, 1993.
9. ГОСТ Р 21.1501 -92. СПДС. Правила выполнения архитектурно-строительных рабочих чертежей. – М.: Изд-во стандартов, 1993.
10. Рабочая документация для строительства. Общие требования. – М.: АПП ЦИТП, 1992. – Вып. 1.
11. СП 16.13330.2011. Нормы проектирования. Стальные конструкции/ Министерство строительства Российской Федерации – М., 2011.
12. Сайт Википедия [электронный ресурс]. – Режим доступа: <http://ru.wikipedia.org>

Приложение А Задание на проектирование железобетонного каркаса здания

Таблица А1 Параметры здания в плане в метрах: над чертой – $L_1 \times L_2$ (ширина и длина здания соответственно);
под чертой – $l_1 \times l_2$ (сетка колонн).

предпоследняя цифра варианта	последняя цифра варианта									
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0	21x56	15x35	18x56	20x48	24x50,4	21x60	18x42	15x48	16,2x54	18x38,4
	7x7	5x7	6x7	5x6	6x7,2	7x6	6x6	5x6	5,4x6	6x6,4
1	15x65	15x60	15x49	15x66	18x60	18x56	18x66	18x63	18x58	18x62
	5x6,5	5x6	5x7	5x6,6	6x6	6x7	6x6,6	6x6,3	6x5,8	6x6,2
2	16,5x50	16,5x55	16,5x60	16,5x65	16,5x56	19,5x40	19,5x44	19,5x54	19,5x52	19,5x49
	5,5x5	5,5x5,5	5,5x6	5,5x6,5	5,5x7	6,5x5	6,5x5,5	6,5x6	6,5x6,5	6,5x7
3	18x50	18x54	18x58	18x64	18x66	18,6x54	18,6x54	18,6x58	18,6x65	18,6x56
	6x5	6x5,4	6x5,8	6x6,4	6x6,6	6,2x6	6,2x5,4	6,2x5,8	6,2x6,5	6,2x5,6
4	21x55	21x52	21x54	21x56	21x60	21x58	21x62	21x64	21x66	21x55
	7x5	7x5,2	7x5,4	7x5,6	7x6	7x5,8	7x6,2	7x6,4	7x6,6	7x5,5
5	19,5x52	19,5x54	19,5x56	19,5x58	19,5x62	19,5x64	19,5x66	18,6x55	18,6x62	18,6x64
	6,5x5,2	6,5x5,4	6,5x5,6	6,5x5,8	6,5x6,2	6,5x64	6,5x6,6	6,2x5,5	6,2x6,2	6,2x6,4
6	20,1x51	20,1x53	20,1x55	20,1x57	20,1x59	20,1x61	20,1x63	20,1x65	20,1x67	20,1x69
	6,7x5,1	6,7x5,3	6,7x5,5	6,7x5,7	6,7x5,9	6,7x6,1	6,7x6,3	6,7x6,5	6,7x6,7	6,7x6,9
7	18,9x52	18,9x54	18,9x56	18,9x58	18,9x60	18,9x62	18,9x64	18,9x66	18,9x68	18,9x63
	6,3x5,2	6,3x5,4	6,3x5,6	6,3x5,8	6,3x6	6,3x61	6,3x6,4	6,3x6,6	6,3x6,8	6,3x7
8	18,3x51	18,3x55	18,3x55	18,3x57	18,3x59	18,3x61	18,3x63	18,3x65	18,3x67	18,3x69
	6,1x5,1	6,1x5,5	6,1x5,5	6,1x5,7	6,1x5,9	6,1x6.1	6,1x6,3	6,1x6,5	6,1x6,7	6,1x6,9
9	16,5x51,2	17,1x52	17,1x52	17,1x56	17,7x61	17,7x56,7	18,3x54	18,3x52	18,9x63	18,9x65
	5,5x6,4	5,7x6,5	5,7x6,5	5,7x7	5,9x6,1	5,9x6,3	6,1x6	6,1x6,5	6,6x6,3	6,3x6,5

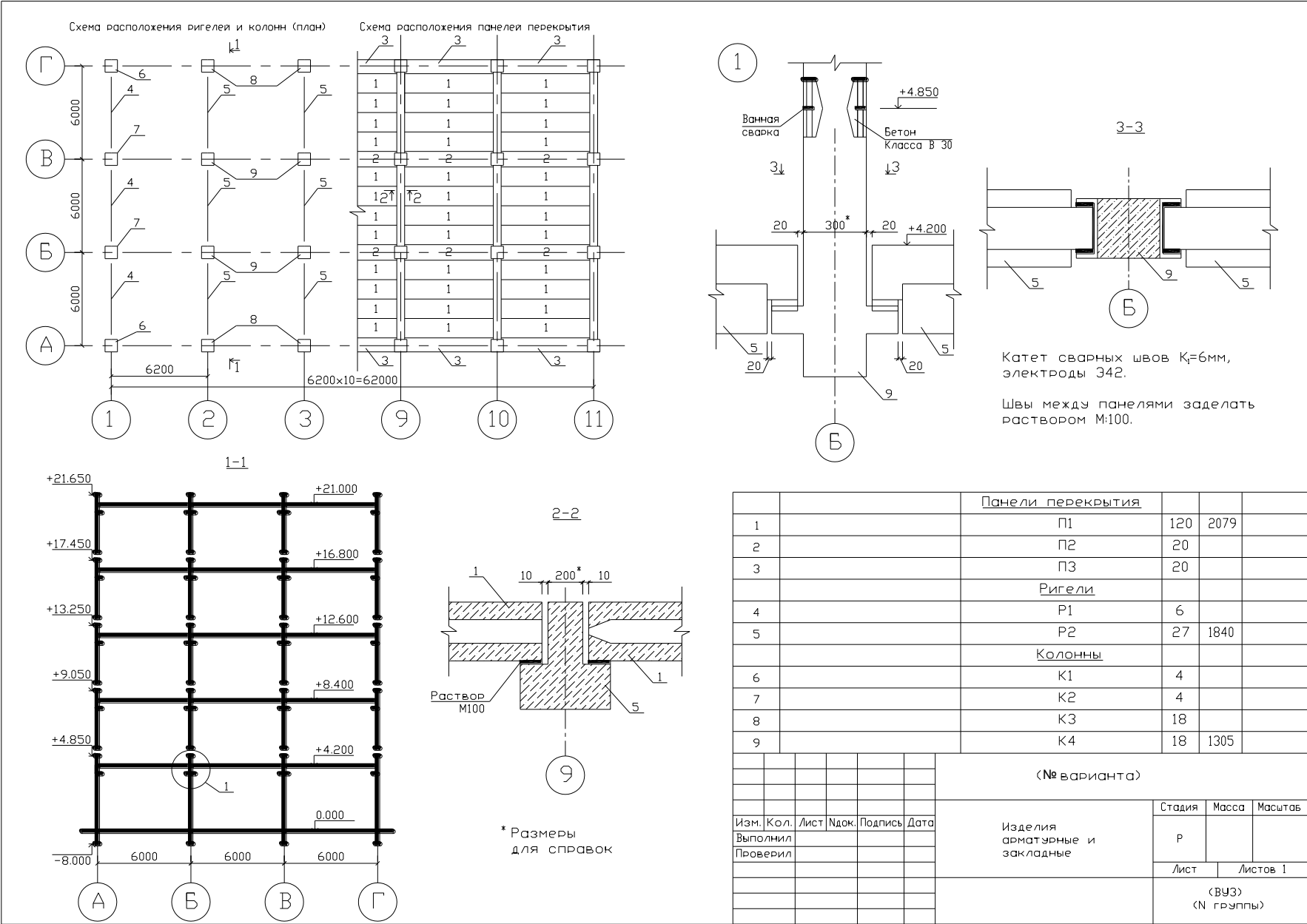
Таблица А2 Нормативные нагрузки, число и высота этажей, район строительства

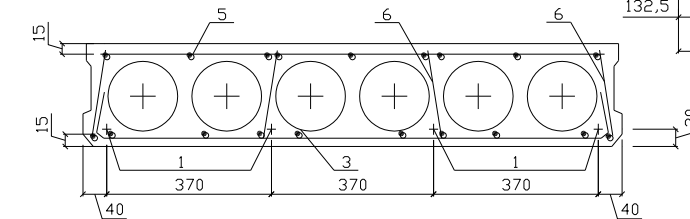
Наименование	последняя цифра варианта									
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Нагрузка, кПа										
а) Постоянная (нагрузка от пола)	0,6	0,8	1	0,7	0,9	1,1	1,3	1,2	1,4	1
б) длительная	4	6	5	4	4	3	4,2	4,8	7	5
в) кратковременная	6	6	3	2	5	2	2	2	4	3,4
Число этажей	3	4	5	3	4	5	3	4	5	4
Высота этажа, м	4,8	4,2	3,6	6	4,8	3,3	4,2	3,6	3,9	4,5
Место строительства	Архангельск	Петропавловск-Камчатский	Краснодар	Саратов	Самара	Норильск	Ярославль	Чита	Москва	Сыктывкар
Напрягаемая арматура	A-V	A-IV	A-VI	A-V	A-IV	A-VI	A-V	A-IV	A-VI	A-V
Класс бетона	B20	B25	B30	B35	B40	B20	B25	B30	B35	B40
Расчетное сопротивление грунта, МПа	0,15	0,20	0,25	0,30	0,35	0,35	0,30	0,25	0,20	0,15

Примечание

Класс бетона и арматуры при необходимости уточняется в процессе расчета.

Приложение Б Пример оформления комплекта чертежей к курсовому проекту
Лист Б1 Схема расположения элементов первого этажа



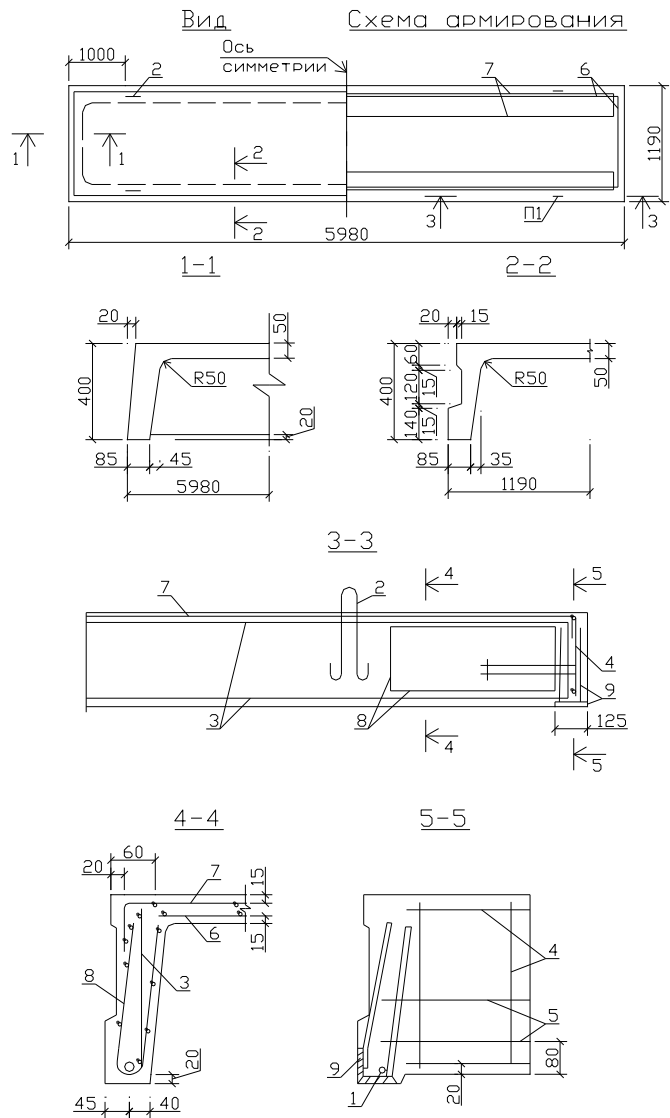


1. Напрягаемую арматуру (поз. 1) натягивать э/термическим способом на упоры формы. Величина контролируемого напряжения 460 МПа.
2. Передаточная прочность бетона не ниже 17,5 МПа.
3. На плане поз. 1 условно не показана.

Марка	Поз.	Наименование	Кол.	Масса 1 дет. кг	Масса изделия кг
С 1	1	Ø5 ВР-1, l=1140	6	0,22	1,43
	2	Ø3 ВР-1, l=290	8	0,015	
С 2	1	Ø5 ВР-1, l=1140	3	0,18	0,73
	2	Ø3 ВР-1, l=440	8	0,023	
С 3	1	Ø3 ВР-1, l=5930	7	0,308	3,62
	2	Ø3 ВР-1, l=1130	25	0,059	
КР 1	1	Ø4 ВР-1, l=1230	3	0,113	0,46
	2	Ø4 ВР-1, l=210	13	0,018	

Марка элемента	Напрягаемая арм-ра класса			Изделия арматурные								Всего
				Арматура класса								
	А-IV			ВР-1				А-1				
	ГОСТ 10884-81			ГОСТ 6727-80				ГОСТ 5781-82				
	Ø12		Итого	Ø3	Ø4	Ø5	Итого	Ø10		Итого		
П1	20,1		20,1	4,1	3,7	3,2	10,2	2,2		2,2	13,2	

						<u>Детали</u>			
1						<u>Напрягаемая арматура</u>			
						ø12 A-III, l=5980	4		
2						Петля ø10 A-I, l=900	4		
						<u>Сборочные единицы</u>			
3		-П1.01				Сетка С 1	2		
4		-П1.01				Сетка С 2	1		
5		-П1.01				Сетка С 3	1		
6		-П1.01				Каркас КР 1	8		
						<u>Материалы</u>			
						Бетон класса В25			0,83 м³
						(№ варианта)			
						Пустотная панель перекрытия П1	Стадия	Масса	Масштаб
							Р	2079	
							Лист	Листов 1	
							(ВУЗ) (N группы)		



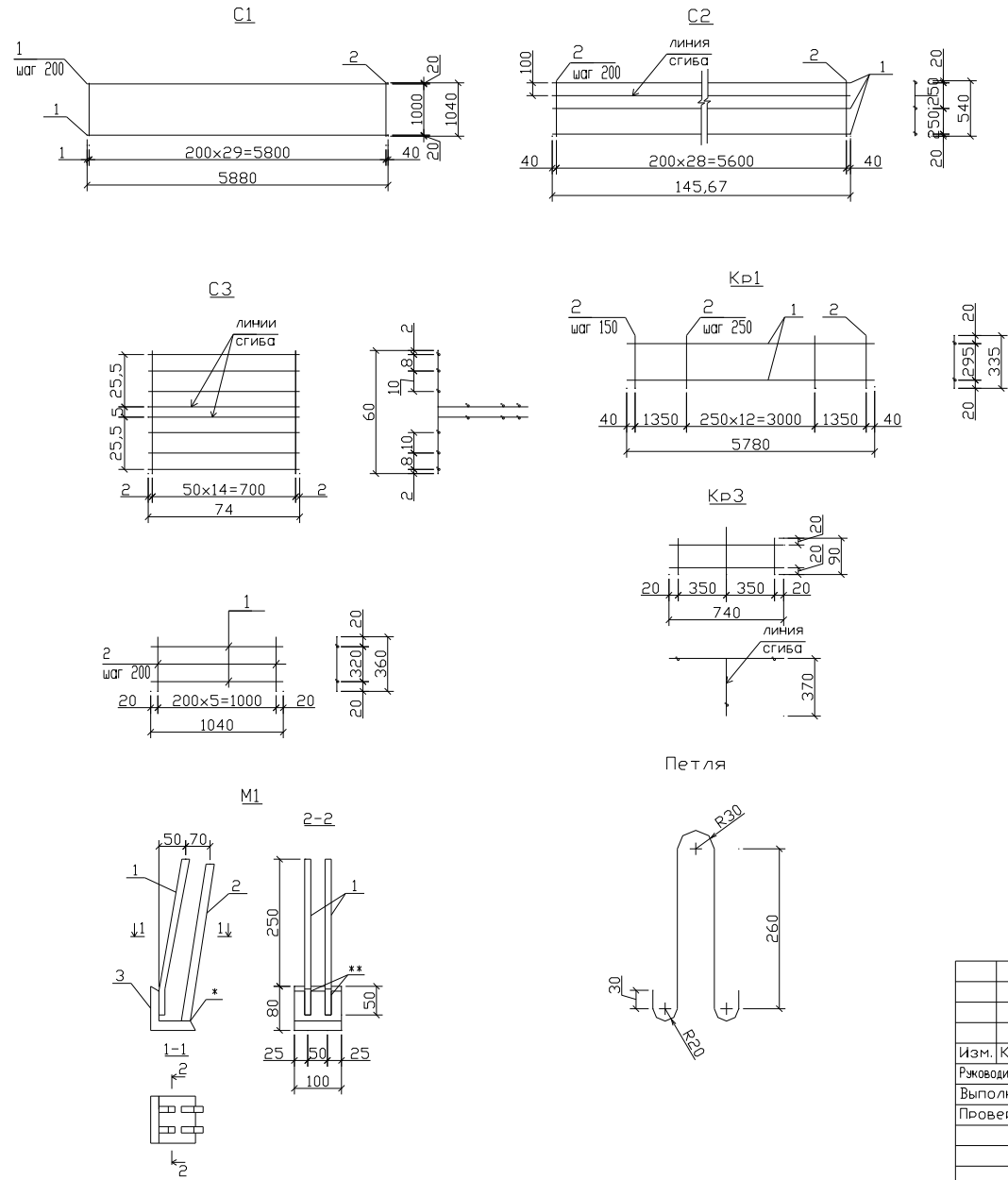
Напрягаемую арматуру (поз. 1) натягивать э/термическим способом на упоры формы. Величина Контролируемого напряжения 600 МПа.

Передаточная прочность бетона не ниже 21 МПа.

В сечении 3-3 поз. 1 условно не показана.

Плиту изготавливать только в формах с упругими компенсаторами (деформируемыми кессонами).

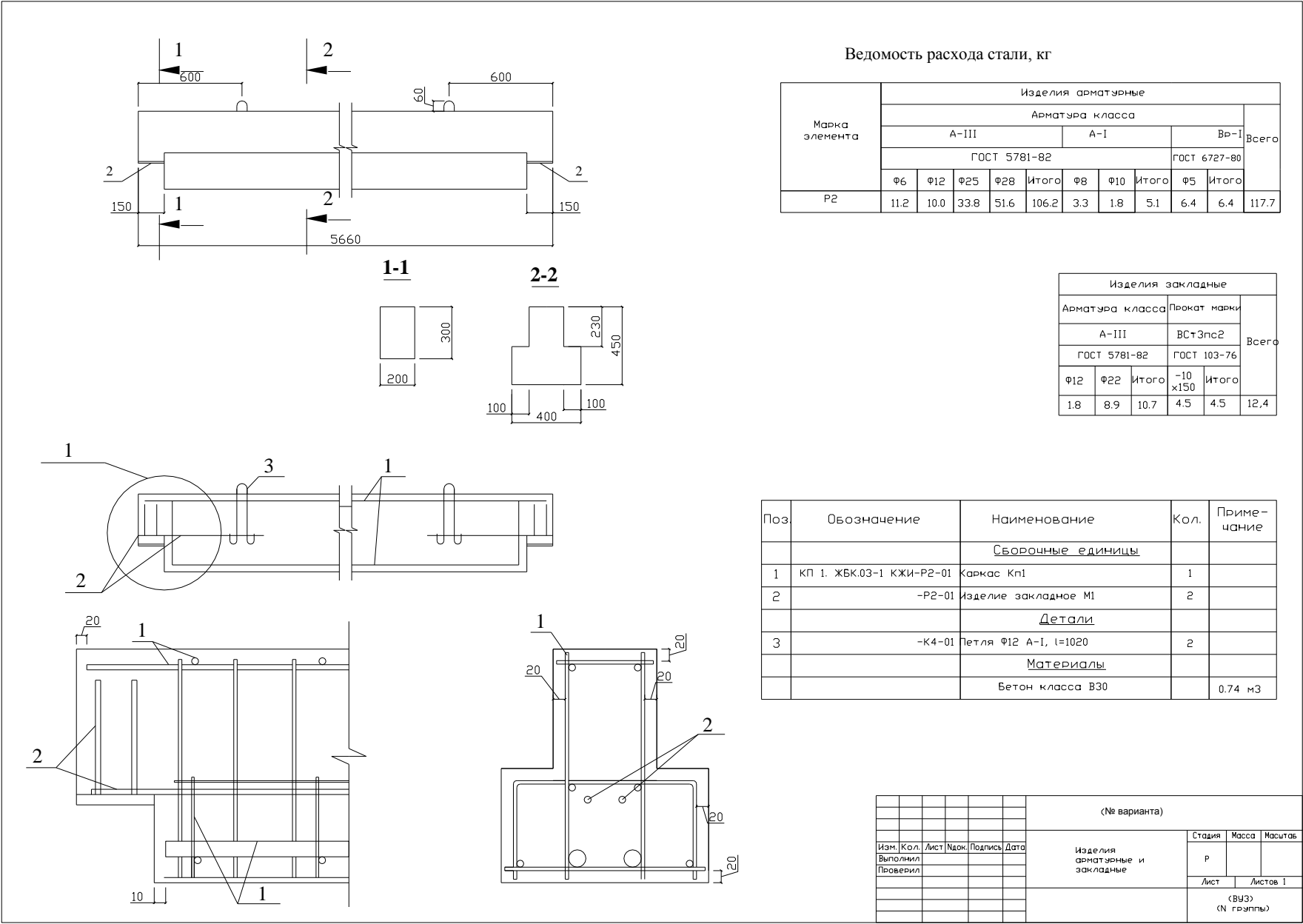
Поз.	Обозначение	Наименование	Кол.	Примечания
1		Напрягаемая арматура		
		Ø12 А-V, l=5980	2	
2	-П1.01	Петля Ø10А-1, l=850	4	
		Сборочные единицы		
3	-П1.01	Каркас Кр 1	2	
4	-П1.01	Каркас Кр 2	2	
5	-П1.01	Каркас Кр 3	4	
6	-П1.01	Сетка С 1	1	
7	-П1.01	Сетка С 2	2	
8	-П1.01	Сетка С 3	4	
9	-П1.01	Изделие закл. М1	4	
		Материалы		
		Бетон класса В30		
(№ варианта)				
Изм. Кол. Лист Ндок. Подпись Дата			Р	1775
			Лист	Листов 1
			(ВУЗ)	
			(N группы)	

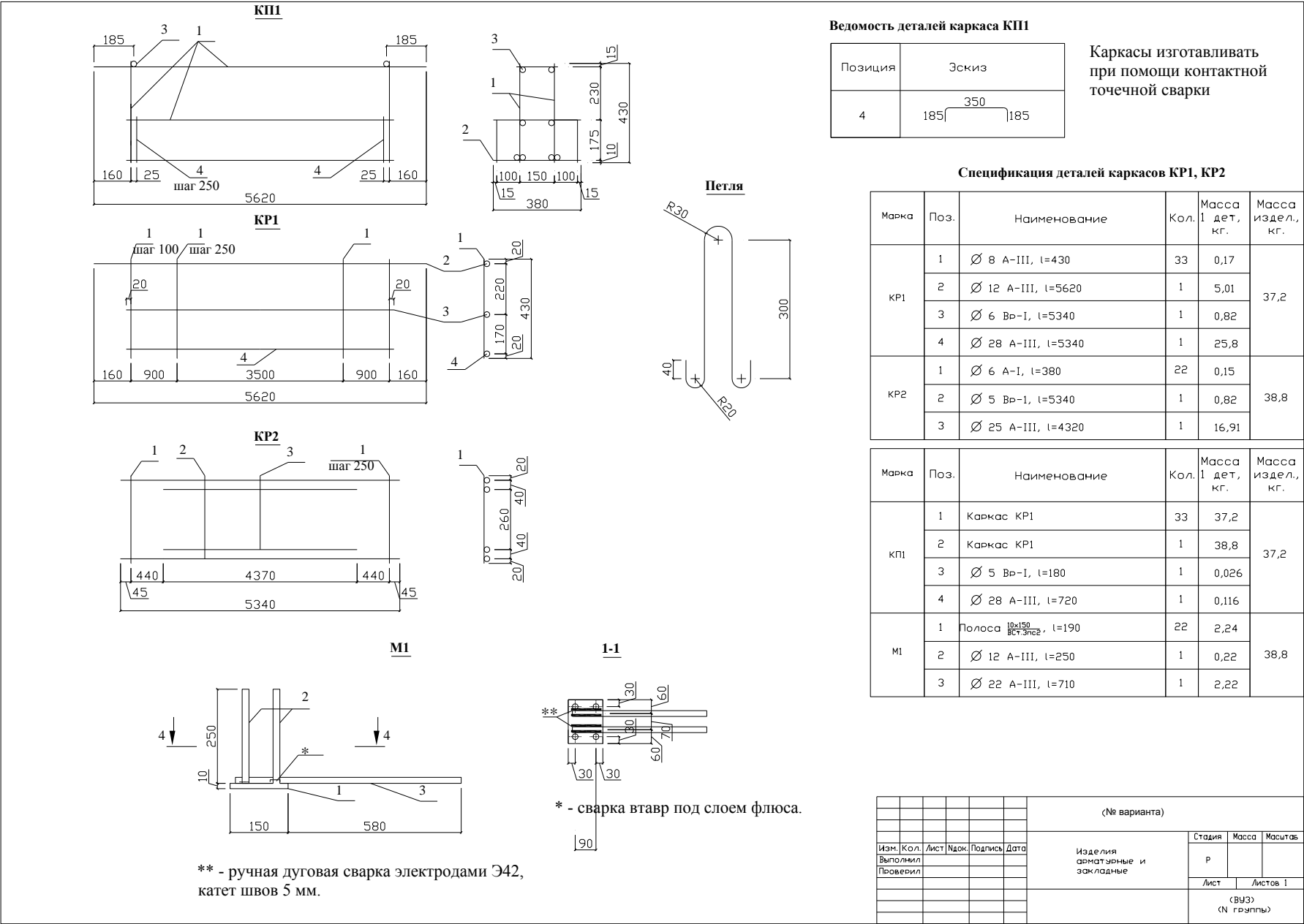


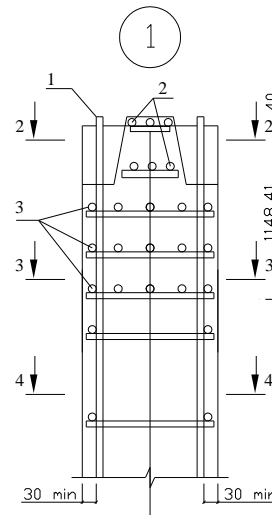
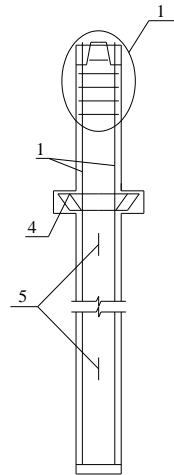
1. Каркасы и сетки варить контактной точечной сваркой.
- 2.* -сварка встав под слоем флюса;
**-ручная дуговая сварка электродами 342, высота сварных швов - 5 мм.
3. Арматура классов А-III, А-V - по ГОСТ 5781-82, класса Вр-1 - по ГОСТ6727-80, прокат - по ГОСТ 8509-72.

Марка	Поз.	Наименование	Кол.	Масса 1 дет. кг	Масса изделия кг
С 1	1	Ø 4 Вр-1, l=5880	6	0,541	6,07
	2	Ø 4 Вр-1, l=1040	30	0,094	
С 2	1	Ø 4 Вр-1, l=5680	3	0,523	2,96
	2	Ø 4 Вр-1, l=540	29	0,048	
С 3	1	Ø 4 Вр-1, l=600	6	0,057	1,30
	2	Ø 3 Вр-1, l=1130	15	0,059	
КР 1	1	Ø 5 Вр-1, l=5780	2	0,832	3,19
	2	Ø 5 Вр-1, l=335	31	0,049	
КР 2	1	Ø 6 А-III, l=1040	2	0,23	1,10
	2	Ø 6 А-III, l=360	11	0,081	
КР 3	1	Ø 6 А-III, l=90	2	0,16	0,36
	2	Ø 6 А-III, l=360	7	0,018	
М 1	1	Ø 8 А-III, l=300	2	0,118	1,25
	2	Ø 8 А-III, l=300	2	0,118	
	3	L 80x6 ВСт.3пс2, l=100	1	0,736	

						(№ варианта)			
							Стадия	Масса	Масштаб
Изм.	Кол.	Лист	Ндок.	Подпись	Дата	Изделия арматурные и закладные	Р		
Рзжоводитель									
Выполнил									
Проверил									
							Лист	Листов 1	
							(ВУЗ) (N группы)		



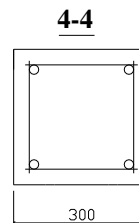
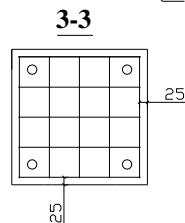
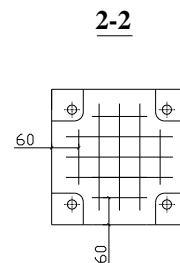




Марка элемента	Изделия арматурные							Всего
	Арматура класса							
	А-III			А-I				
	ГОСТ 5781-82							
	Ф6	Ф6	Итого	Ф8	Ф10	Итого		
К4	4,8	86,8	91,6	4,8	1,0	5,8	97,4	

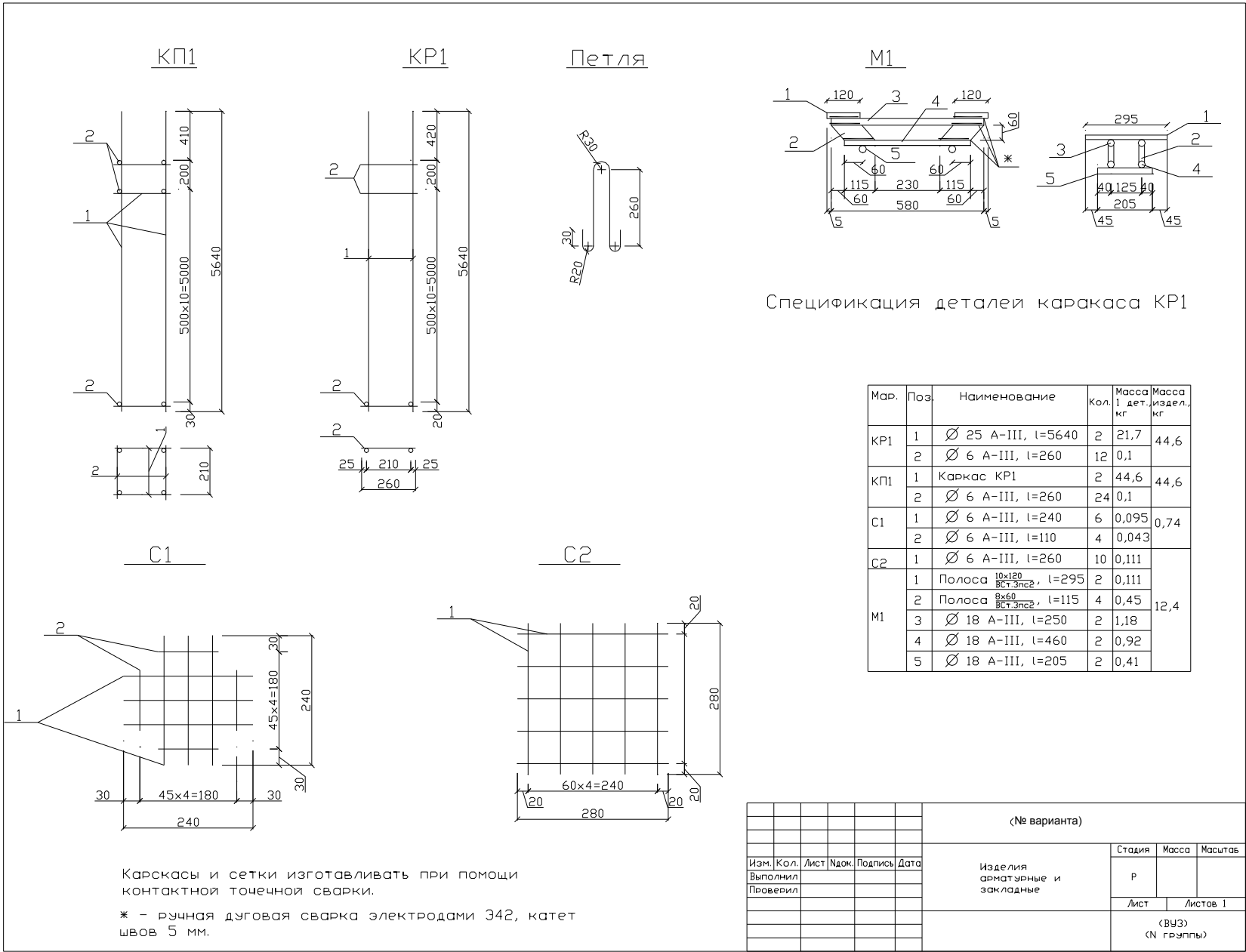
Изделия закладные						
Арматура класса		Прокат марки		Всего		
А-III		ВСтЗпс2				
ГОСТ 5781-82		ГОСТ 103-76				
Ф18	Итого	-10 x120	-8 x60			
5,0	5,0	5,6	1,8	7,4	12,4	

Отпускаемая прочность бетона - не ниже 21 МПа, в зимнее время - не ниже 27 МПа.



Поз	Обозначение	Наименование	Кол.	Примечание
		<u>Сборочные единицы</u>		
1	КП 1. ЖБК.03-1 КЖИ-К4-01	Каркас Кп1	1	
2	-К4-01	Сетка С1	2	
3	-К4-01	Сетка С2	3	
4	-К4-01	Изделие закладное М1	1	
		<u>Детали</u>		
5	-К4-01	Петля Ф10 А-1, l=850	2	
		<u>Материалы</u>		
				0,52 м3

					(N вариант)
Изм.	Кол.уч.	Лист	N док.	Подп.	Дата
Разраб.					Конструирование фундамента Ф1
Провер.					
					Стация Лист Листов
					(N группы)



Technical drawing of a reinforced concrete slab (3) with a central column (1) and two side columns (2). The drawing shows dimensions for the slab width (2250), column width (400), and slab thickness (300). The total width is calculated as $170 \times 14 = 2380$. The drawing is labeled with 'A' and '1'.

Поз.	Наименование	Кол.	Масса ед., кг
1	Колонна 400*400		
2	Стакан		
3	Песчаная подсыпка		
С1	Сетка С1		
	Ø12 А- V, l=2400		

						(N вариант)
Изм.	Колуч	Лист	N док	Подп.	Дата	
Разраб.						Конструирование фундамента Ф1
Провер.						
						(N группы)

Приложение В Формы оформления комплекта чертежей

Спецификация по ГОСТ Р21.1101–92
(для схем расположения элементов каркаса здания)

8 15	Позиция	Обозначение	Наименование	Кол.	Масса ед. кг	Примечание
15 60 65 10 15 20						
185						
Групповая спецификация по ГОСТ Р21.1501–92 (для арматурных и закладных изделий)						
8 15	Марка	Поз.	Наименование	Кол.	Масса 1 дет. кг	Масса издел. кг
15 10 60 10 15 15						
125						

Форма 4
(для первых листов чертежей строительных изделий)

5 × 11 = 55	10	10	10	10	15	10	120			15 5 15 5 15									
							<table><tr><td>Стадия</td><td>Масса</td><td>Масштаб</td></tr><tr><td>15</td><td>15</td><td>20</td></tr><tr><td colspan="2">Лист</td><td>Листов</td></tr></table>				Стадия	Масса	Масштаб	15	15	20	Лист		Листов
											Стадия	Масса	Масштаб						
											15	15	20						
											Лист		Листов						
65						70	20	30											
185																			

Приложение Г Основные расчетные характеристики бетона. Расчетные коэффициенты
Таблица Г1 – Нормативные сопротивления бетона R_{bn} , R_{bt} и расчетные сопротивления бетона для
предельных состояний второй группы $R_{b,ser}$ и $R_{bt,ser}$ при классе бетона по прочности на сжатие

Вид	Бетон	Нормативные сопротивления бетона R_{bn} , R_{bt} и расчетные сопротивления бетона для предельных состояний второй группы $R_{b,ser}$ и $R_{bt,ser}$ при классе бетона по прочности на сжатие																		
		B1	B1,5	B2	B2,5	B3,5	B5	B7,5	B10	B12,5	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
Сжатие осевое (применная прочность) R_{bn} и $R_{b,ser}$	Тяжелый и мелкозернистый	—	—	—	—	<u>2,7</u> 27,5	<u>3,5</u> 35,7	<u>5,5</u> 56,1	<u>7,5</u> 76,5	<u>9,5</u> 96,9	<u>11,0</u> 112	<u>15,0</u> 153	<u>18,5</u> 189	<u>22,0</u> 224	<u>25,5</u> 260	<u>29,0</u> 296	<u>32,0</u> 326	<u>36,0</u> 367	<u>39,5</u> 403	<u>43,0</u> 438
	Легкий	—	—	—	<u>1,9</u> 19,4	<u>2,7</u> 27,5	<u>3,5</u> 35,7	<u>5,5</u> 56,1	<u>7,5</u> 76,5	<u>9,5</u> 96,9	<u>11,0</u> 112	<u>15,0</u> 153	<u>18,5</u> 189	<u>22,0</u> 224	<u>25,5</u> 260	<u>29,0</u> 296	—	—	—	—
	Ячеистый	<u>0,95</u> 9,69	<u>1,4</u> 14,3	<u>1,9</u> 19,4	<u>2,4</u> 24,5	<u>3,3</u> 33,7	<u>4,6</u> 46,9	<u>6,9</u> 70,4	<u>9,0</u> 91,8	<u>10,5</u> 107	<u>11,5</u> 117	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Растяжение осевое R_{bt} и $R_{bt,ser}$	Тяжелый	—	—	—	—	<u>0,39</u> 4,00	<u>0,55</u> 5,61	<u>0,70</u> 7,14	<u>0,85</u> 8,67	<u>1,00</u> 10,2	<u>1,15</u> 11,7	<u>1,40</u> 14,3	<u>1,60</u> 16,3	<u>1,80</u> 18,4	<u>1,95</u> 19,9	<u>2,10</u> 21,4	<u>2,20</u> 22,4	<u>2,30</u> 23,5	<u>2,40</u> 24,5	<u>2,50</u> 25,5
	Мелкозернистый групп:																			
	А	—	—	—	—	<u>0,39</u> 4,00	<u>0,55</u> 5,61	<u>0,70</u> 7,14	<u>0,85</u> 8,67	<u>1,00</u> 10,2	<u>1,15</u> 11,7	<u>1,40</u> 14,3	<u>1,60</u> 16,3	<u>1,80</u> 18,4	<u>1,95</u> 19,9	<u>2,10</u> 21,4	—	—	—	—
	Б	—	—	—	—	<u>0,26</u> 2,65	<u>0,40</u> 4,08	<u>0,60</u> 6,12	<u>0,70</u> 7,14	<u>0,85</u> 8,67	<u>0,95</u> 9,69	<u>1,15</u> 11,7	<u>1,35</u> 13,8	<u>1,50</u> 15,3	—	—	—	—	—	—
	В	—	—	—	—	—	—	—	—	—	<u>1,15</u> 11,7	<u>1,40</u> 14,3	<u>1,60</u> 16,3	<u>1,80</u> 18,4	<u>1,95</u> 19,9	<u>2,10</u> 21,4	<u>2,20</u> 22,4	<u>2,30</u> 23,5	<u>2,40</u> 24,5	<u>2,50</u> 25,5
	Легкий при мелко-																			
	заполнителе:																			
	плотном	—	—	—	<u>0,29</u> 2,96	<u>0,39</u> 4,00	<u>0,55</u> 5,61	<u>0,70</u> 7,14	<u>0,85</u> 8,67	<u>1,00</u> 10,2	<u>1,15</u> 11,7	<u>1,40</u> 14,3	<u>1,60</u> 16,3	<u>1,80</u> 18,4	<u>1,95</u> 19,9	<u>2,10</u> 21,4	—	—	—	—
	пористом	—	—	—	<u>0,29</u> 2,96	<u>0,39</u> 4,00	<u>0,55</u> 5,61	<u>0,70</u> 7,14	<u>0,85</u> 8,67	<u>1,00</u> 10,2	<u>1,10</u> 11,2	<u>1,20</u> 12,2	<u>1,35</u> 13,8	<u>1,50</u> 15,3	<u>1,65</u> 16,8	<u>1,80</u> 18,4	—	—	—	—
	Ячеистый	<u>0,14</u> 1,43	<u>0,21</u> 2,24	<u>0,26</u> 2,65	<u>0,31</u> 3,16	<u>0,41</u> 4,18	<u>0,55</u> 5,61	<u>0,63</u> 6,42	<u>0,89</u> 9,08	<u>1,00</u> 10,2	<u>1,05</u> 10,7	—	—	—	—	—	—	—	—	—

Примечания

- 1 Над чертой указаны значения в МПа, под чертой — в кгс/см².
- 2 Для поризованного бетона значения R_{bn} и $R_{b,ser}$ принимают такими же, как для легкого бетона, а значения R_{bt} и $R_{bt,ser}$ умножают на коэффициент 0,7.
- 3 Для напрягающего бетона значения R_{bn} и $R_{b,ser}$ принимают такими же, как для тяжелого бетона, а значения R_{bt} и $R_{bt,ser}$ умножают на коэффициент 1,2.

Таблица Г2 – Расчетные сопротивления бетона для предельных состояний первой группы R_b и R_{bt} при классе бетона по прочности на сжатие

Вид сопро- тивления	Бетон	Расчетные сопротивления бетона для предельных состояний первой группы R_b и R_{bt} при классе бетона по прочности на сжатие																		
		B1	B1,5	B2	B2,5	B3,5	B5	B7,5	B10	B12, 5	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
Сжатие осевое (призмная проч- ность) R_b	Тяжелый и мелко- зернистый	—	—	—	—	<u>2,1</u> 21,4	<u>2,8</u> 28,6	<u>4,5</u> 45,9	<u>6,0</u> 61,2	<u>7,5</u> 76,5	<u>8,5</u> 86,7	<u>11,5</u> 117	<u>14,5</u> 148	<u>17,0</u> 173	<u>19,5</u> 199	<u>22,0</u> 224	<u>25,0</u> 255	<u>27,5</u> 280	<u>30,0</u> 306	<u>33,0</u> 336
	Легкий	—	—	—	<u>1,5</u> 15,3	<u>2,1</u> 21,4	<u>2,8</u> 28,6	<u>4,5</u> 45,9	<u>6,0</u> 61,2	<u>7,5</u> 76,5	<u>8,5</u> 86,7	<u>11,5</u> 117	<u>14,5</u> 148	<u>17,0</u> 173	<u>19,5</u> 199	<u>22,0</u> 224	—	—	—	—
	Ячеистый	<u>0,63</u> 6,42	<u>0,95</u> 9,69	<u>1,3</u> 13,3	<u>1,6</u> 16,3	<u>2,2</u> 22,4	<u>3,1</u> 31,6	<u>4,6</u> 46,9	<u>6,0</u> 61,2	<u>7,0</u> 71,4	<u>7,7</u> 78,5	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Растяжение осевое R_{bt}	Тяжелый	—	—	—	—	<u>0,26</u> 2,65	<u>0,37</u> 3,77	<u>0,48</u> 4,89	<u>0,57</u> 5,81	<u>0,66</u> 6,73	<u>0,75</u> 7,65	<u>0,90</u> 9,18	<u>1,05</u> 10,7	<u>1,20</u> 12,2	<u>1,30</u> 13,3	<u>1,40</u> 14,3	<u>1,45</u> 14,8	<u>1,55</u> 15,8	<u>1,60</u> 16,3	<u>1,65</u> 16,8
	Мелкозернистый групп:																			
	А	—	—	—	—	<u>0,26</u> 2,65	<u>0,37</u> 3,77	<u>0,48</u> 4,89	<u>0,57</u> 5,81	<u>0,66</u> 6,73	<u>0,75</u> 7,65	<u>0,90</u> 9,18	<u>1,05</u> 10,7	<u>1,20</u> 12,2	<u>1,30</u> 13,3	<u>1,40</u> 14,3	—	—	—	—
	Б	—	—	—	—	<u>0,17</u> 1,73	<u>0,27</u> 2,75	<u>0,40</u> 4,08	<u>0,45</u> 4,59	<u>0,51</u> 5,81	<u>0,64</u> 6,53	<u>0,77</u> 7,85	<u>0,90</u> 9,18	<u>1,00</u> 10,2	—	—	—	—	—	—
	В	—	—	—	—	—	—	—	—	—	<u>0,75</u> 7,65	<u>0,90</u> 9,18	<u>1,05</u> 10,7	<u>1,20</u> 12,2	<u>1,30</u> 13,3	<u>1,40</u> 14,3	<u>1,45</u> 14,8	<u>1,55</u> 15,8	<u>1,60</u> 16,3	<u>1,65</u> 16,8
	Легкий при мелком заполнителе:																			
	плотном	—	—	—	<u>0,20</u> 2,04	<u>0,26</u> 2,65	<u>0,37</u> 3,77	<u>0,48</u> 4,89	<u>0,57</u> 5,81	<u>0,66</u> 6,73	<u>0,75</u> 7,65	<u>0,90</u> 9,18	<u>1,05</u> 10,7	<u>1,20</u> 12,2	<u>1,30</u> 13,3	<u>1,40</u> 14,3	—	—	—	—
	пористом	—	—	—	<u>0,20</u> 2,04	<u>0,26</u> 2,65	<u>0,37</u> 3,77	<u>0,48</u> 4,89	<u>0,57</u> 5,81	<u>0,66</u> 6,73	<u>0,74</u> 7,55	<u>0,80</u> 8,16	<u>0,90</u> 9,18	<u>1,00</u> 10,2	<u>1,10</u> 11,2	<u>1,20</u> 12,2	—	—	—	—
	Ячеистый	<u>0,06</u> 0,613	<u>0,09</u> 0,91	<u>0,12</u> 1,22	<u>0,14</u> 1,43	<u>0,18</u> 1,84	<u>0,24</u> 2,45	<u>0,28</u> 2,86	<u>0,39</u> 4,00	<u>0,44</u> 4,49	<u>0,46</u> 4,69	—	—	—	—	—	—	—	—	—

Примечания

- 1 Над чертой указаны значения в МПа, под чертой — в кгс/см².
- 2 Значения расчетных сопротивлений приведены для ячеистого бетона средней влажностью 10 %.
- 3 Для керамзитоперлитобетона на вспученном перлитовом песке значения R_{bt} принимают как для легких бетонов на пористом песке с умножением на коэффициент 0,85.
- 4 Для поризованного бетона значения R_b принимают такими же, как для легкого бетона, а значение R_{bt} умножают на коэффициент 0,7.
- 5 Для напрягающего бетона значение R_b принимают таким же, как для тяжелого бетона, а значения R_{bt} умножают на коэффициент 1,2.

Таблица Г3 – Начальные модули упругости бетона при сжатии и растяжении

$E_b \cdot 10^{-3}$ при классе бетона по прочности на сжатие

Бетон	Начальные модули упругости бетона при сжатии и растяжении $E_b \cdot 10^{-3}$ при классе бетона по прочности на сжатие																		
	B1	B1,5	B2	B2,5	B3,5	B5	B7,5	B10	B12,5	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
Тяжелый:																			
естественного твердения	—	—	—	—	<u>9,5</u> 96,9	<u>13,0</u> 133	<u>16,0</u> 163	<u>18,0</u> 184	<u>21,0</u> 214	<u>23,0</u> 235	<u>27,0</u> 275	<u>30,0</u> 306	<u>32,5</u> 331	<u>34,5</u> 352	<u>36,0</u> 367	<u>37,5</u> 382	<u>39,0</u> 398	<u>39,5</u> 403	<u>40,0</u> 408
подвергнутый тепловой обработке при атмосферном давлении	—	—	—	—	<u>8,5</u> 86,7	<u>11,5</u> 117	<u>14,5</u> 148	<u>16,0</u> 163	<u>19,0</u> 194	<u>20,5</u> 209	<u>24,0</u> 245	<u>27,0</u> 275	<u>29,0</u> 296	<u>31,0</u> 316	<u>32,5</u> 332	<u>34,0</u> 347	<u>35,0</u> 357	<u>35,5</u> 362	<u>36,0</u> 367
подвергнутый автоклавной обработке	—	—	—	—	<u>7,0</u> 71,4	<u>9,8</u> 99,5	<u>12,0</u> 122	<u>13,5</u> 138	<u>16,0</u> 163	<u>17,0</u> 173	<u>20,0</u> 204	<u>22,5</u> 230	<u>24,5</u> 250	<u>26,0</u> 265	<u>27,0</u> 275	<u>28,0</u> 286	<u>29,0</u> 296	<u>29,5</u> 301	<u>30,0</u> 306
Мелкозернистый групп:																			
А – естественного твердения	—	—	—	—	<u>7,0</u> 71,4	<u>10,0</u> 102	<u>13,5</u> 138	<u>15,5</u> 158	<u>17,5</u> 178	<u>19,5</u> 199	<u>22,0</u> 224	<u>24,0</u> 245	<u>26,0</u> 265	<u>27,5</u> 280	<u>28,5</u> 291	—	—	—	—
подвергнутый тепловой обработке, при атмосферном давлении	—	—	—	—	<u>6,5</u> 66,3	<u>9,0</u> 91,8	<u>12,5</u> 127	<u>14,0</u> 143	<u>15,5</u> 158	<u>17,0</u> 173	<u>20,0</u> 204	<u>21,5</u> 219	<u>23,0</u> 235	<u>24,0</u> 245	<u>24,5</u> 250	—	—	—	—
Б – естественного твердения	—	—	—	—	<u>6,5</u> 66,3	<u>9,0</u> 91,8	<u>12,5</u> 127	<u>14,0</u> 143	<u>15,5</u> 158	<u>17,0</u> 173	<u>20,0</u> 204	<u>21,5</u> 219	<u>23,0</u> 235	—	—	—	—	—	—
подвергнутый тепловой обработке при атмосферном давлении	—	—	—	—	<u>5,5</u> 56,1	<u>8,0</u> 81,6	<u>11,5</u> 117	<u>13,0</u> 133	<u>14,5</u> 148	<u>15,5</u> 158	<u>17,5</u> 178	<u>19,0</u> 194	<u>20,5</u> 209	—	—	—	—	—	—
В – автоклавного твердения	—	—	—	—	—	—	—	—	—	<u>16,5</u> 168	<u>18,0</u> 184	<u>19,5</u> 199	<u>21,0</u> 214	<u>22,0</u> 224	<u>23,0</u> 235	<u>23,5</u> 240	<u>24,0</u> 245	<u>24,5</u> 250	<u>25,0</u> 255
Легкий и поризованный марки по средней плотности D:																			
800	—	—	—	<u>4,0</u> 40,8	<u>4,5</u> 45,9	<u>5,0</u> 51,0	<u>5,5</u> 56,1	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
1000	—	—	—	<u>5,0</u> 51,0	<u>5,5</u> 56,1	<u>6,3</u> 64,2	<u>7,2</u> 73,4	<u>8,0</u> 81,6	<u>8,4</u> 85,7	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
1200	—	—	—	<u>6,0</u> 61,2	<u>6,7</u> 68,3	<u>7,6</u> 77,5	<u>8,7</u> 88,7	<u>9,5</u> 96,9	<u>10,0</u> 102	<u>10,5</u> 107	—	—	—	—	—	—	—	—	—
1400	—	—	—	<u>7,0</u> 71,4	<u>7,8</u> 79,5	<u>8,8</u> 89,7	<u>10,0</u> 102	<u>11,0</u> 112	<u>11,7</u> 119	<u>12,5</u> 127	<u>13,5</u> 138	<u>14,5</u> 148	<u>15,5</u> 158	—	—	—	—	—	—
1600	—	—	—	—	<u>9,0</u> 91,8	<u>10,0</u> 102	<u>11,5</u> 117	<u>12,5</u> 127	<u>13,2</u> 135	<u>14,0</u> 143	<u>15,5</u> 158	<u>16,5</u> 168	<u>17,5</u> 178	<u>18,0</u> 184	—	—	—	—	—
1800	—	—	—	—	—	<u>11,2</u> 114	<u>13,0</u> 133	<u>14,0</u> 143	<u>14,7</u> 150	<u>15,5</u> 158	<u>17,0</u> 173	<u>18,5</u> 189	<u>19,5</u> 199	<u>20,5</u> 209	<u>21,0</u> 214	—	—	—	—
2000	—	—	—	—	—	—	<u>14,5</u> 148	<u>16,0</u> 163	<u>17,0</u> 173	<u>18,0</u> 184	<u>19,5</u> 199	<u>21,0</u> 214	<u>22,0</u> 224	<u>23,0</u> 235	<u>23,5</u> 240	—	—	—	—
Ячеистый автоклавного твердения марки по средней плотности D:																			
500	<u>1,1</u> 11,2	<u>1,4</u> 14,3	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
600	<u>1,4</u> 14,3	<u>1,7</u> 17,3	<u>1,8</u> 18,4	<u>2,1</u> 21,4	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
700	—	<u>1,9</u> 19,4	<u>2,2</u> 22,4	<u>2,5</u> 25,5	<u>2,9</u> 29,6	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
800	—	—	—	<u>2,9</u> 29,6	<u>3,4</u> 34,7	<u>4,0</u> 40,8	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
900	—	—	—	—	<u>3,8</u> 38,8	<u>4,5</u> 45,9	<u>5,5</u> 56,1	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
1000	—	—	—	—	—	<u>5,0</u> 50,0	<u>6,0</u> 60,0	<u>7,0</u> 70,0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

						51,0	61,2	71,4											
1100	—	—	—	—	—	—	<u>6,8</u> 69,3	<u>7,9</u> 80,6	<u>8,3</u> 84,6	<u>8,6</u> 87,7	—	—	—	—	—	—	—	—	—
1200	—	—	—	—	—	—	—	<u>8,4</u> 85,7	<u>8,8</u> 89,7	<u>9,3</u> 94,8	—	—	—	—	—	—	—	—	—

Примечания

- 1 Над чертой указаны значения в МПа, под чертой — в кгс/см².
- 2 Для легкого, ячеистого и поризованного бетонов при промежуточных значениях плотности бетона начальные модули упругости принимают по линейной интерполяции.

Таблица Г4 – Изменение коэффициентов ξ_0 , ξ_R и A_R

Коэффициент условий, работы бетона γ_{e1}	Класс растянутой арматуры	Коэффициенты	Класс (марка бетона)									
			B12.5 (M150)	B15 (M200)	B20 (M250)	B25 (M300)	B30 (M400)	B35 (M450)	B40 (M500)	B45 (M600)	B55 (M700)	B60 (M800)
0,85	Любой	ξ_0	0,802	0,790	0,774	0,758	0,73	0,718	0,702	0,682	0,654	0,638
	А-III Вр-I	ξ_R	0,677	0,663	0,644	0,625	0,594	0,581	0,563	0,542	0,513	0,496
		A_R	0,448	0,443	0,437	0,43	0,418	0,412	0,405	0,395	0,381	0,373
	А-II	ξ_R	0,70	0,686	0,667	0,649	0,618	0,605	0,587	0,566	0,536	0,52
		A_R	0,455	0,451	0,445	0,438	0,427	0,422	0,415	0,406	0,398	0,385
	А-I	ξ_R	0,72	0,706	0,688	0,67	0,64	0,627	0,609	0,588	0,559	0,542
		A_R	0,461	0,457	0,451	0,446	0,435	0,43	0,424	0,415	0,403	0,395
	1,0	Любой	ξ_0	0,79	0,778	0,758	0,742	0,71	0,674	0,678	0,654	0,626
А-III Вр-I		ξ_R	0,642	0,623	0,599	0,581	0,546	0,528	0,511	0,486	0,458	0,431
		A_R	0,436	0,429	0,420	0,412	0,397	0,387	0,381	0,368	0,353	0,338
А-II		ξ_R	0,668	0,650	0,626	0,608	0,573	0,555	0,538	0,513	0,485	0,457
		A_R	0,445	0,439	0,43	0,423	0,409	0,401	0,393	0,382	0,367	0,353
А-I		ξ_R	0,693	0,674	0,652	0,634	0,598	0,581	0,564	0,539	0,51	0,482
		A_R	0,453	0,447	0,439	0,433	0,419	0,412	0,405	0,394	0,38	0,366
1,1		Любой	ξ_0	0,79	0,77	0,754	0,734	0,698	0,678	0,662	0,634	0,602
	А-III Вр-I	ξ_R	0,637	0,613	0,595	0,572	0,532	0,511	0,495	0,466	0,435	0,412
		A_R	0,434	0,425	0,418	0,408	0,391	0,381	0,372	0,357	0,34	0,327
	А-II	ξ_R	0,664	0,64	0,622	0,599	0,56	0,538	0,522	0,493	0,461	0,438
		A_R	0,443	0,435	0,429	0,42	0,403	0,393	0,386	0,371	0,355	0,342
	А-I	ξ_R	0,688	0,665	0,647	0,622	0,586	0,564	0,547	0,519	0,486	0,463
		A_R	0,451	0,444	0,438	0,43	0,414	0,405	0,398	0,384	0,386	0,356

Приложение Д Основные расчетные характеристики арматуры. Сортамент

Таблица Д1 – Расчетные площади поперечных сечений и масса одного погонного метра арматуры

Диаметр, мм	Расчетная площадь поперечного сечения, мм ² , при округлении в большую сторону											Масса 100 м, кг	Запасы									
													Стандартная масса						Теоретическая масса			
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11		12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21		
3	0,021	0,021	0,021	0,021	0,021	0,021	0,021	0,021	0,021	0,021	0,021	0,021	
4	0,028	0,028	0,028	0,028	0,028	0,028	0,028	0,028	0,028	0,028	0,028	0,028	
5	0,036	0,036	0,036	0,036	0,036	0,036	0,036	0,036	0,036	0,036	0,036	0,036	
6	0,045	0,045	0,045	0,045	0,045	0,045	0,045	0,045	0,045	0,045	0,045	0,045	
7	0,054	0,054	0,054	0,054	0,054	0,054	0,054	0,054	0,054	0,054	0,054	0,054	
8	0,063	0,063	0,063	0,063	0,063	0,063	0,063	0,063	0,063	0,063	0,063	0,063	
9	0,072	0,072	0,072	0,072	0,072	0,072	0,072	0,072	0,072	0,072	0,072	0,072	
10	0,081	0,081	0,081	0,081	0,081	0,081	0,081	0,081	0,081	0,081	0,081	0,081	
12	0,113	0,113	0,113	0,113	0,113	0,113	0,113	0,113	0,113	0,113	0,113	0,113	
14	0,159	0,159	0,159	0,159	0,159	0,159	0,159	0,159	0,159	0,159	0,159	0,159	
16	0,201	0,201	0,201	0,201	0,201	0,201	0,201	0,201	0,201	0,201	0,201	0,201	
18	0,243	0,243	0,243	0,243	0,243	0,243	0,243	0,243	0,243	0,243	0,243	0,243	
20	0,285	0,285	0,285	0,285	0,285	0,285	0,285	0,285	0,285	0,285	0,285	0,285	
22	0,327	0,327	0,327	0,327	0,327	0,327	0,327	0,327	0,327	0,327	0,327	0,327	
25	0,409	0,409	0,409	0,409	0,409	0,409	0,409	0,409	0,409	0,409	0,409	0,409	
28	0,491	0,491	0,491	0,491	0,491	0,491	0,491	0,491	0,491	0,491	0,491	0,491	
32	0,603	0,603	0,603	0,603	0,603	0,603	0,603	0,603	0,603	0,603	0,603	0,603	
36	0,685	0,685	0,685	0,685	0,685	0,685	0,685	0,685	0,685	0,685	0,685	0,685	
40	0,767	0,767	0,767	0,767	0,767	0,767	0,767	0,767	0,767	0,767	0,767	0,767	

Примечания

- Номинальный диаметр стержней для арматурных сталей периодического профиля соответствует номинальному диаметру равновеликих по площади поперечного сечения гладких стержней. Фактические размеры стержней периодического профиля устанавливаются ГОСТ 5781-82.
- Знак "х" означает наличие диаметра в сортаменте для арматуры данного класса.
- Теоретическая масса 1 м длины арматуры класса В-1 принимается равной: при d = 3 мм — 0,055 кг; при d = 4 мм — 0,099 кг; при d = 5 мм — 0,154 кг.

Таблица Д2 – Расчетные сопротивления стержневой арматуры для предельных состояний первой группы, МПа (кгс/см²)

Стержневая арматура классов	Расчетные сопротивления арматуры для предельных состояний первой группы, МПа (кгс/см ²)			Модуль упругости E _s , 10 ⁵ МПа
	растяжению		сжатие R _{sc}	
	продольной R _s	поперечной (хомутов и отогнутых стержней) R _{sw}		
A-I (A240)	225 (2300)	175 (1800)	225 (2300)	2,1
A-II (A300)	280 (2850)	225 (2300)	280 (2850)	2,1
A-III (A400) диаметром, мм:				
6 — 8	355 (3600)	285* (2900)	355 (3600)	2,0
10—40	365 (3750)	290* (3000)	365 (3750)	2,0
A-IV (A600)	510 (5200)	405 (4150)	450 (4600)**	1,9
A-V (A800)	680 (6950)	545 (5550)	500 (5100)**	1,9
A-VI (A1000)	815 (8300)	650 (6650)	500 (5100)**	1,9
АТ-VII (A1200)	980 (10 000)	785 (8000)	500 (5100)**	
A-IIIв с кон- тролем:				
удлинения и апряжения	490 (5000)	390 (4000)	200 (2000)	1,8
только удлинения	450 (4600)	360 (3700)	200 (2000)	1,8
Проволочная				
Вр-I	375...360	270...260	375...360	1,7
В-II	1240...915	990...730	400	2,0
Вр-II	1215...850	970...680	400	2,0
Канатная				
К-7	1210...1080	965...865	400	1,8
К-19	1175	940	400	1,8

Примечание

В таблице под классами стержневой арматуры подразумевают все виды арматуры соответствующего класса, например, под классом А-V подразумевают также Ат-V, Ат-VCK и т. п.

Таблица Д3 – Расчетные сопротивления проволочной арматуры для предельных состояний первой группы, МПа (кгс/см²)

Класс арматуры	Модуль упругости арматуры $E_s \cdot 10^4$, МПа (кгс/см ²)
A-I (A240), A-II (A300)	21 (210)
A-III (A400)	20 (200)
A-IV (A600), A-V (A800), A-VI (A1000) и Aт-VII (A1200)	19 (190)
A-IIIв	18 (180)
B-II, Bp-II	20 (200)
K-7, K-19	18 (180)
Bp-I	17 (170)

Таблица Д4 – Расчетные сопротивления проволочной арматуры для предельных состояний первой группы, МПа (кгс/см²)

Проволочная арматура классов	Диаметр арматуры, мм	Расчетные сопротивления арматуры для предельных состояний первой группы, МПа (кгс/см ²)		
		растяжению		сжатию R_{sc}
		продольной R_s	поперечной (хомутов и отогнутых стержней) R_{sw}	
Вр-I	3—5	410 (4200)	290 (3000)*	375 (3850)**
В-II при классе прочности:				
1500	3	1250 (12750)	1000 (10200)	
1400	4—5	1170 (11900)	940 (9600)	
1300	6	1050 (10700)	835 (8500)	
1200	7	1000 (10200)	785 (8000)	
1100	8	915 (9300)	730 (7450)	
Вр-II при классе прочности:				
1500	3	1250 (12750)	1000 (10200)	500 (5100)**
1400	4—5	1170 (11900)	940 (9600)	
1200	6	1000 (10200)	785 (8000)	
1100	7	915 (9300)	730 (7450)	
1000	8	850 (8700)	680 (6950)	
К-7 при классе прочности:				
1500	6—12	1250 (12750)	1000 (10200)	
1400	15	1160 (12050)	945 (9600)	
К-19	14	1250 (12750)	1000 (10200)	

Таблица Д5 – К расчету на изгиб прямоугольных сечений с одиночной арматурой

ξ	A_0	σ	ξ	A_0	σ
0,01	0,010	0,995	0,34	0,282	0,830
0,02	0,020	0,990	0,35	0,289	0,825
0,03	0,030	0,985	0,36	0,295	0,820
0,04	0,039	0,980	0,37	0,301	0,815
0,05	0,048	0,975	0,38	0,309	0,810
0,06	0,058	0,970	0,39	0,314	0,805
0,07	0,067	0,965	0,40	0,320	0,800
0,08	0,077	0,960	0,41	0,326	0,795
0,09	0,085	0,955	0,42	0,332	0,790
0,10	0,095	0,950	0,43	0,337	0,785
0,11	0,104	0,945	0,44	0,343	0,780
0,12	0,113	0,940	0,45	0,349	0,775
0,13	0,121	0,935	0,46	0,354	0,770
0,14	0,130	0,930	0,47	0,359	0,765
0,15	0,139	0,925	0,48	0,365	0,760
0,16	0,147	0,920	0,49	0,370	0,755
0,17	0,155	0,915	0,50	0,375	0,750
0,18	0,164	0,910	0,51	0,380	0,745
0,19	0,172	0,905	0,52	0,385	0,740
0,20	0,180	0,900	0,53	0,390	0,735
0,21	0,188	0,895	0,54	0,394	0,730
0,22	0,195	0,890	0,55	0,399	0,725
0,23	0,203	0,885	0,56	0,403	0,72
0,24	0,211	0,880	0,57	0,408	0,715
0,25	0,219	0,875	0,58	0,412	0,71
0,26	0,226	0,870	0,59	0,416	0,705
0,27	0,234	0,865	0,6	0,42	0,70
0,28	0,241	0,860	0,65	0,439	0,675
0,29	0,248	0,855	0,7	0,455	0,65
0,30	0,255	0,850	0,8	0,480	0,600
0,31	0,262	0,845	0,9	0,495	0,550
0,32	0,269	0,840	1	0,5	0,5
0,33	0,275	0,835			

Приложение Е Снеговые нагрузки

Таблица Е1 – Расчетное значение веса снегового покрова S_g на 1 м^2 горизонтальной поверхности земли

Снеговые районы Российской Федерации (принимаются по карте 1)	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII
S_g , кПа (кгс/м ²)	0,8 (80)	1,2 (120)	1,8 (180)	2,4 (240)	3,2 (320)	4,0 (400)	4,8 (480)	5,6 (560)

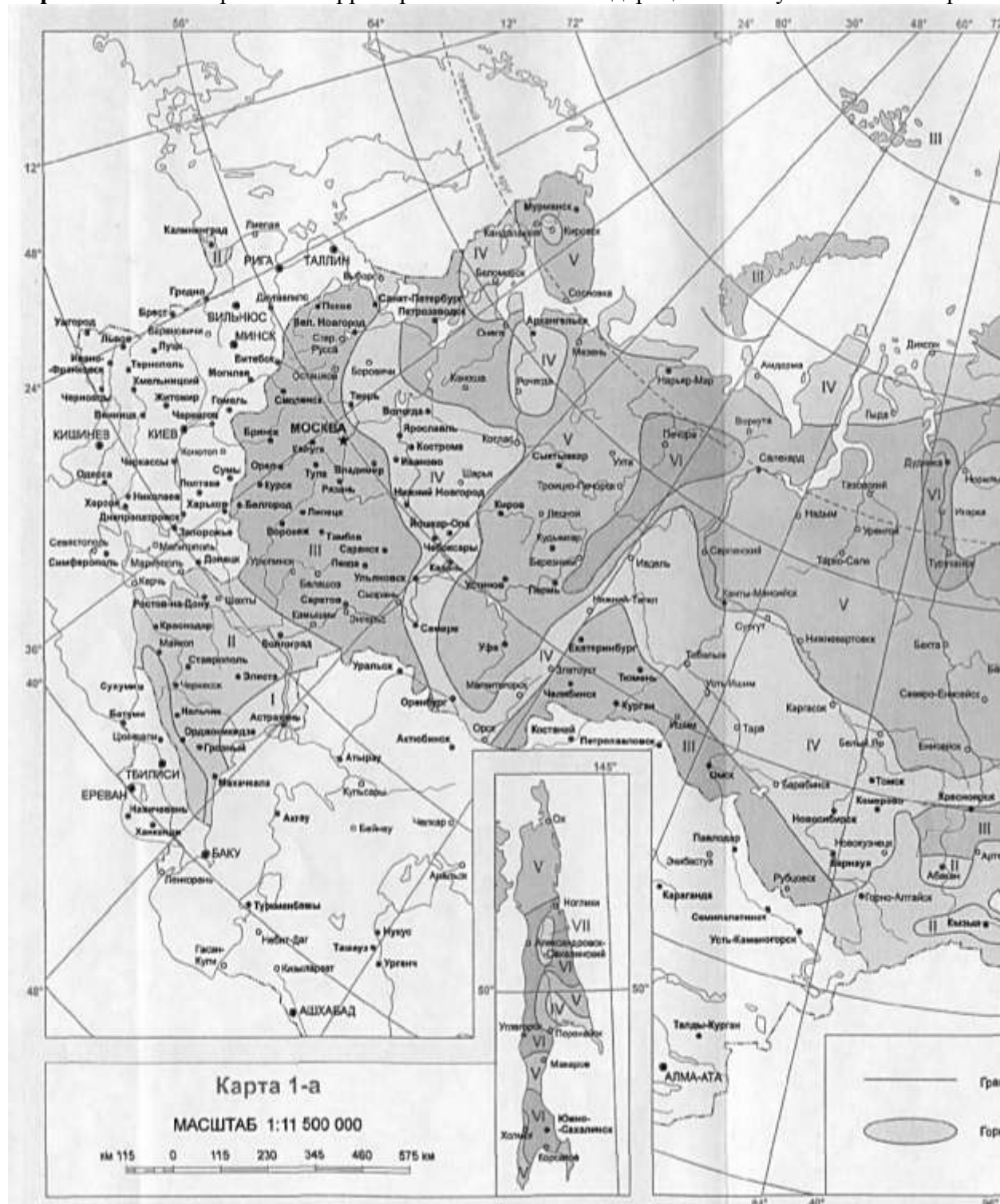
Примечания

- 1 Нагрузки приведены по СП 20.13330.2011 «Нагрузки и воздействия».
- 2 Коэффициент надежности по снеговой нагрузке γ_f следует принимать равным 1,4.
- 3 Подробный расчет снеговой нагрузки с учетом коэффициента сноса снега, а также термического коэффициента приведены в СП 20.13330.2011 «Нагрузки и воздействия».

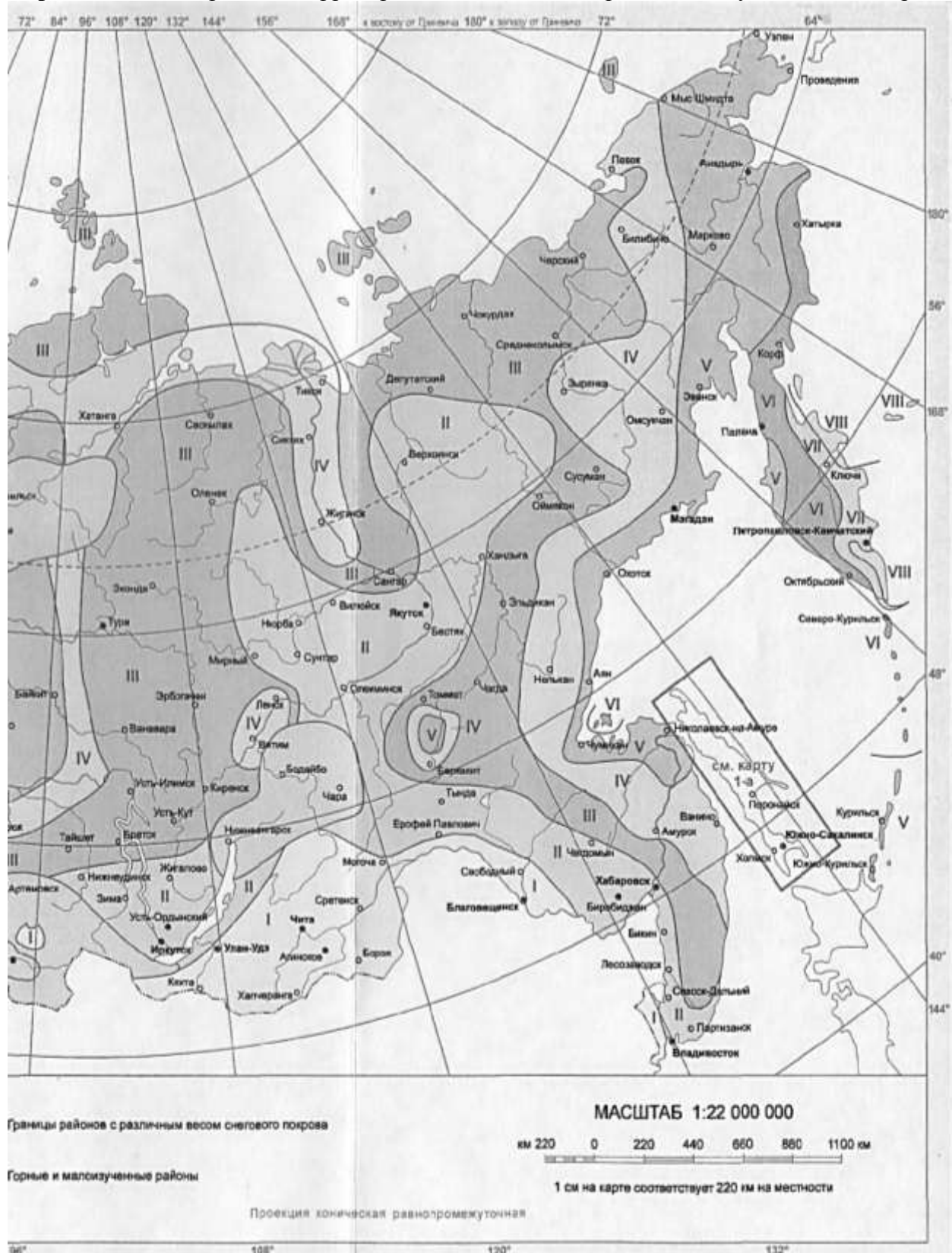
Таблица Е2 – Расчетное значение веса снегового покрова S_g на 1 м^2 горизонтальной поверхности земли для основных городов согласно задания на разработку курсового проекта

Город	Район по весу снегового покрова	Расчетное значение веса снегового покрова S_g на 1 м^2 горизонтальной поверхности земли, кПа (кгс/м ²)
Архангельск	IV	2,4 (240)
Петропавловск-Камчатский	VII	4,8 (480)
Краснодар	II	1,2 (120)
Саратов	III	1,8 (180)
Самара	IV	2,4 (240)
Норильск	VII	4,8 (480)
Ярославль	IV	2,4 (240)
Чита	I	0,8 (80)
Москва	III	1,8 (180)
Сыктывкар	V	3,2 (320)

Карта Е1 – Районирование территории Российской Федерации по весу снежного покрова



Карта Е2 – Районирование территории Российской Федерации по весу снежного покрова



Приложение Ж Ветровые нагрузки

Карта Ж1 – Районирование территории Российской Федерации по средней скорости ветра, м/с, за зимний период



Карта Ж2 – Районирование территории Российской Федерации по средней скорости ветра, м/с, за зимний период



Карта ЖЗ – Районирование территории Российской Федерации по давлению ветра



Карта Ж4 – Районирование территории Российской Федерации по давлению ветра



Приложение II Защитный слой бетона

Для продольной рабочей арматуры (ненапрягаемой и напрягаемой, натягиваемой на упоры) толщина защитного слоя, мм, должна быть, как правило, не менее диаметра стержня или каната и не менее:

в плитах и стенках толщиной, мм:

до 100 включ.	10
св. 100	15

в балках и ребрах высотой, мм:

менее 250	15
250 и более	20
в колоннах	20
в фундаментных балках	30

в фундаментах:

сборных	30
монолитных при наличии бетонной подготовки	35
монолитных при отсутствии бетонной подготовки	70

В однослойных конструкциях из легкого и поризованного бетонов класса В7,5 и ниже толщина защитного слоя должна составлять не менее 20 мм, а для наружных стеновых панелей (без фактурного слоя) — не менее 25 мм.

В однослойных конструкциях из ячеистого бетона толщина защитного слоя во всех случаях принимается не менее 25 мм.

Приложение К Основные буквенные обозначения величин

Усилия от внешних нагрузок и воздействий в поперечном сечении элемента

- M — изгибающий момент или момент внешних сил относительно центра тяжести приведенного сечения;
- N — продольная сила;
- Q — поперечная сила;
- T — крутящий момент;
- M_{sh}, M_b, M_{tot} — моменты относительно центра тяжести приведенного сечения соответственно от кратковременных нагрузок, от постоянных и длительных нагрузок и от всех нагрузок.

Характеристики материалов

- $R_b, R_{b,ser}$ — расчетные сопротивления бетона осевому сжатию для предельных состояний соответственно первой и второй групп;
- $R_{bt}, R_{bt,ser}$ — расчетные сопротивления бетона осевому растяжению для предельных состояний соответственно первой и второй групп;
- $R_s, R_{s,ser}$ — расчетные сопротивления арматуры растяжению для предельных состояний соответственно первой и второй групп;
- R_{sw} — расчетное сопротивление поперечной арматуры растяжению;
- R_{sc} — расчетное сопротивление арматуры сжатию для предельных состояний первой группы;
- E_b — начальный модуль упругости бетона при сжатии и растяжении;
- E_s — модуль упругости арматуры;
- α — отношение соответствующих модулей упругости арматуры E_s и бетона E_b .

Характеристика положения продольной арматуры в поперечном сечении элемента

- S — обозначение продольной арматуры:
- а) при наличии сжатой и растянутой от действия внешней нагрузки зон сечения — расположенной в растянутой зоне;
 - б) при полностью сжатом от действия внешней нагрузки сечении — расположенной у менее сжатой грани сечения;
 - в) при полностью растянутом от действия внешней нагрузки сечении:
 - для внецентренно растянутых элементов — расположенной у более растянутой грани сечения;
 - для центрально-растянутых элементов — всей в поперечном течении элемента;
- S' — обозначение продольной арматуры:
- а) при наличии сжатой и растянутой от действия внешней нагрузки зон сечения — расположенной в сжатой зоне;
 - б) при полностью сжатом от действия внешней нагрузки сечении — расположенной у более сжатой грани сечения;

в) при полностью растянутом от действия внешней нагрузки сечении внецентренно растянутых элементов — расположенной у менее растянутой грани сечения.

Геометрические характеристики

b — ширина прямоугольного сечения; ширина ребра таврового и двутаврового сечений;

b_f, b'_f — ширина полки таврового и двутаврового сечений соответственно в растянутой и сжатой зонах;

h — высота прямоугольного, таврового и двутаврового сечений;

h_f, h'_f — высота полки таврового и двутаврового сечений соответственно в растянутой и сжатой зонах;

a, a' — расстояния от равнодействующей усилий в арматуре соответственно S и S' до ближайшей грани сечения;

h_o — рабочая высота сечения, равная $h - a$;

x — высота сжатой зоны бетона;

ξ — относительная высота сжатой зоны бетона, равная $\frac{x}{h_o}$;

s — расстояние между хомутами, измеренное по длине элемента;

e_o — эксцентриситет продольной силы N относительно центра тяжести приведенного сечения, определяемый согласно п. 3.3;

e, e' — расстояния от точки приложения продольной силы N до равнодействующей усилий в арматуре соответственно S и S' ;

e_s — расстояние от точки приложения продольной силы N до центра тяжести площади сечения арматуры S ;

l — пролет элемента;

l_o — расчетная длина элемента, подвергающегося действию сжимающей продольной силы; значение l_o принимается по табл. 17 и п. 3.55;

i — радиус инерции поперечного сечения элемента относительно центра тяжести сечения;

d — номинальный диаметр стержней арматурной стали;

A_s, A'_s — площади сечения арматуры соответственно S и S' ;

A_{sw} — площадь сечения хомутов, расположенных в одной нормальной к продольной оси элемента плоскости, пересекающей наклонное сечение;

A_{swl} — площадь сечения одного стержня хомута;

A_{sl} — площадь сечения одного стержня продольной арматуры;

μ — коэффициент армирования, определяемый как отношение площади сечения арматуры S к площади поперечного сечения элемента bh_o без учета сжатых и растянутых полок;

A — площадь бетона в поперечном сечении;

A_b — площадь сечения сжатой зоны бетона;

A_{red} — площадь приведенного сечения элемента, включающая площадь бетона, а также площадь всей продольной арматуры, умноженная на отношение модулей упругости арматуры и бетона;

I_{red} — момент инерции приведенного сечения элемента относительно его центра тяжести;

W_{red} — момент сопротивления приведенного сечения элемента для крайнего растянутого волокна, определяемый как для упругого материала;

D — диаметр кольцевого или круглого сечения.

Примененные индексы буквенных обозначений и поясняющие слова

Однобуквенные индексы

a — анкер (*anchor*);

a — случайный (*accidental*);

a — осевой, центральный (*axial*);

B — бетон, сжатый бетон (*beton*);

c — сжатие (*compression*);

d — глубина (*depth*);

d — расчетный (*designed*);

e — эксцентриситет (*eccentricity*);

e — проушина (*ear*);

f — полка балки (*flange*);

f — нагрузка (*force*);

h — горизонтальный (*horizontal*);

k — шпонка (*key*);

l — длительный (*long*);

l — уровень (*level*);

l — левый (*left*);

l — нахлестка, перепуск (*lap*);

m — средний (*middle*);

m — момент (*moment*);

n — продольная (нормальная) сила (*normal*);

n — нормативный (*normative*);

p — перегородка (*partition*);

q — поперечная сила Q ;

R — расчетное сопротивление R ;

r — правый (*right*);

s — замоноличенный (*in sity*);
s — арматура, сталь (*steel*);
t — растяжение (*tention*);
t — поперечный (*transverse*);
t — кручение (*torsion*);
t — температура (*temperature*);
u — предельный, крайний (*ultimate*);
v — вертикальный (*vertical*);
w — ребро или стенка балки (*web*);
w — сварка (*welding*);
x — в направлении оси *x* или в сечении *x*;
y — в направлении оси *y*;
y — предел текучести (*yield point*).

Двух- и трехбуквенные индексы

an — анкеровка, анкер (*anchoring*);
col — колонна, стойка (*column*);
cir — кольцевой, круглый (*circular*);
cr — критический (*critical*);
crc — трещинообразование, трещина (*cracking*);
el — упругий (*elastic*);
ef — эффективный (*effective*);
fact — фактический;
inc — отогнутый, наклонный (*inclined*);
inf — нижний (*inferior*);
int — внутренний (*interior*);
lim — граничный (*limit*);
loc — местный (*local*);
max — максимальный (*maximal*);
min — минимальный (*minimal*);
ov — свес полки (*overhang*);
out — выпуск арматуры (*output*);
pl — пластичный (неупругий) (*plastic*);
red — приведенный (*redacted*);
ser — эксплуатационный (*service*);
sh — кратковременный (*short*);

shr — усадка (*shrinkage*);
sup — опорный (*support*);
sup — верхний (*super*);
tot — суммарный, полный (*total*);
web — ребро или стенка балки.

Примечание

Двух- и трехбуквенные индексы отделяются от других индексов запятой. Однобуквенные индексы запятыми не разделяются.

Приложение Л Типоразмеры пустотных панелей перекрытия

Наименование	Размеры, мм			Вес
	Л	В	Н	
ПК 50-10-8АтVта	4 980	990	220	1 500 кг
ПК 51-10-8АтVта	5 080	990	220	1 525 кг
ПК 52-10-8АтVта	5 180	990	220	1 575 кг
ПК 53-10-8АтVта	5 280	990	220	1 600 кг
ПК 54-10-8АтVта	5 380	990	220	1 600 кг
ПК 55-10-8АтVта	5 480	990	220	1 638 кг
ПК 56-10-8АтVта	5 580	990	220	1 675 кг
ПК 57-10-8АтVта	5 680	990	220	1 675 кг
ПК 58-10-8АтVта	5 780	990	220	1 750 кг
ПК 59-10-8АтVта	5 880	990	220	1 775 кг
ПК 60-10-8АтVта	5 980	990	220	1 800 кг
ПК 61-10-8АтVта	6 080	990	220	1 800 кг
ПК 62-10-8АтVта	6 180	990	220	1 830 кг
ПК 63-10-8АтVта	6 280	990	220	1 850 кг
ПК 64-10-8АтV-I	6 380	990	220	1 950 кг
ПК 65-10-8АтV-I	6 480	990	220	1 920 кг
ПК 66-10-8АтV-I	6 580	990	220	1 958 кг
ПК 67-10-8АтVa	6 680	990	220	1 980 кг
ПК 68-10-8АтVa	6 780	990	220	2 010 кг
ПК 69-10-8АтVa	6 880	990	220	2 025 кг
ПК 70-10-8АтVa	6 980	990	220	2 050 кг
ПК 71-10-8АтVa	7 080	990	220	2 075 кг
ПК 72-10-8АтVa	7 180	990	220	2 175 кг
ПК 73-10-8АтVa	7 280	990	220	2 125 кг
ПК 74-10-8АтVa	7 380	990	220	2 150 кг
ПК 75-10-8АтVa	7 480	990	220	2 180 кг

ПК 76-10-8АТVa	7 580	990	220	2 200 кг
ПК 77-10-8АТVa	7 680	990	220	2 228 кг
ПК 78-10-8АТVa	7 780	990	220	2 300 кг
ПК 80-10-8АТVa	7 980	990	220	2 400 кг
ПК 82-10-8АТVa	8 180	990	220	2 440 кг
ПК 84-10-8АТVa	8 380	990	220	2 520 кг
ПК 87-10-8АТVa	8 680	990	220	2 630 кг
ПК 89-10-8АТV-I	8 880	990	220	2 750 кг
ПК 90-10-8АТV-I	8 980	990	220	2 775 кг
ПК 50-12-8АТVта	4 980	1 190	220	1 800 кг
ПК 51-12-8АТVта	5 080	1 190	220	1 825 кг
ПК 52-12-8АТVта	5 180	1 190	220	1 870 кг
ПК 53-12-8АТVта	5 280	1 190	220	1 900 кг
ПК 54-12-8АТVта	5 380	1 190	220	1 950 кг
ПК 55-12-8АТVта	5 480	1 190	220	2 000 кг
ПК 56-12-8АТVта	5 580	1 190	220	2 050 кг
ПК 57-12-8АТVта	5 680	1 190	220	2 075 кг
ПК 58-12-8АТVта	5 780	1 190	220	2 060 кг
ПК 59-12-8АТVта	5 880	1 190	220	2 125 кг
ПК 60-12-8АТVта	5 980	1 190	220	2 150 кг
ПК 61-12-8АТVта	6 080	1 190	220	2 200 кг
ПК 62-12-8АТVта	6 080	1 190	220	2 215 кг
ПК 63-12-8АТVта	6 280	1 190	220	2 250 кг
ПК 64-12-8АТVт-1	6 380	1 190	220	2 300 кг
ПК 65-12-8АТVт-1	6 480	1 190	220	2 350 кг
ПК 66-12-8АТVт-1	6 580	1 190	220	2 363 кг
ПК 67-12-8АТVта	6 580	1 190	220	2 500 кг
ПК 68-12-8АТVта	6 780	1 190	220	2 525 кг
ПК 69-12-8АТVта	6 880	1 190	220	2 560 кг

ПК 70-12-8АТVта	6 980	1 190	220	2 590 кг
ПК 71-12-8АТVта	7 080	1 190	220	2 630 кг
ПК 72-12-8АТVта	7 180	1 190	220	2 680 кг
ПК 73-12-8АТVта	7 280	1 190	220	2 707 кг
ПК 74-12-8АТVта	7 380	1 190	220	2 740 кг
ПК 75-12-8АТVта	7 480	1 190	220	2 790 кг
ПК 76-12-8АТVта	7 580	1 190	220	2 800 кг
ПК 77-12-8АТVта	7 680	1 190	220	2 820 кг
ПК 78-12-8АТVта	7 780	1 190	220	2 875 кг
ПК 79-12-8АТVта	7 880	1 190	220	2 900 кг
ПК 80-12-8АТVта	7 980	1 190	220	2 930 кг
ПК 50-15-8АТVта	4 980	1 490	220	2 650 кг
ПК 51-15-8АТVта	5 080	1 490	220	2 475 кг
ПК 52-15-8АТVта	5 180	1 490	220	2 555 кг
ПК 53-15-8АТVта	5 280	1 490	220	2 580 кг
ПК 54-15-8АТVта	5 380	1 490	220	2 625 кг
ПК 55-15-8АТVта	5 480	1 490	220	2 675 кг
ПК 56-15-8АТVта	5 580	1 490	220	2 725 кг
ПК 57-15-8АТVта	5 680	1 490	220	2 750 кг
ПК 58-15-8АТVта	5 780	1 490	220	2 775 кг
ПК 59-15-8АТVта	5 880	1 490	220	2 825 кг
ПК 60-15-8АТVта	5 980	1 490	220	2 900 кг
ПК 61-15-8АТVта	6 080	1 490	220	2 900 кг
ПК 62-15-8АТVта	6 180	1 490	220	2 930 кг
ПК 63-15-8АТVта	6 280	1 490	220	2 975 кг
ПК 64-15-8АТV-I	6 380	1 490	220	3 000 кг
ПК 65-15-8АТV-I	6 480	1 490	220	3 075 кг
ПК 66-15-8АТV-I	6 580	1 490	220	3 150 кг
ПК 67-15-8АТV-I	6 680	1 490	220	3 225 кг

ПК 68-15-8АТV-I	6 780	1 490	220	3 300 кг
ПК 69-15-8АТV-I	6 880	1 490	220	3 350 кг
ПК 70-15-8АТV-I	6 980	1 490	220	3 400 кг
ПК 71-15-8АТV-I	7 080	1 490	220	3 425 кг
ПК 72-15-8АТV-I	7 180	1 490	220	3 450 кг
ПК 73-15-8АТV-I	7 280	1 490	220	3 462 кг
ПК 74-15-8АТV-I	7 380	1 490	220	3 480 кг
ПК 75-15-8АТV-I	7 480	1 490	220	3 500 кг
ПК 76-15-8АТV-I	7 580	1 490	220	3 580 кг
ПК 77-15-8АТV-I	7 680	1 490	220	3 600 кг
ПК 78-15-8АТV-I	7 780	1 490	220	3 725 кг
ПК 80-15-8АТV-I	7 980	1 490	220	3 825 кг

Приложение М Типоразмеры ребристых плит покрытия

Наименование	Размеры, мм			Вес
	L	B	H	
ПРТМ- 1	1170	400	90	65 кг
ПРТМ-2	1370	400	90	76 кг
ПРТМ-3	1570	400	90	87 кг
ПРТМ-4	1770	400	90	100 кг
ПРТМ-5	1970	400	120	128 кг
ПРТМ-6	2170	400	120	141 кг
ПРТМ-7	2370	400	120	154 кг
ПРТМ-8	2570	400	120	167 кг
ПРТМ-9	2770	400	120	180 кг
ПРТМ-10	2970	400	150	197 кг
ПРТМ-11	3170	400	150	206 кг
ПРТМ-12	3370	400	150	227 кг
ПРТМ-13	3570	400	150	240 кг
2П1-5 А IIIв	5950	1485	400	2375 кг
2ПВ-6-3 Ат5-4	5970	1490	250	1950 кг
2ПВ-6-4 Ат5т-4	5970	1490	300	2000 кг
2ПВ-6-4 Ат5т-7	5970	1490	300	1900 кг
2ПГ-5	5970	1490	250	1230 кг
2ПГ-6-2 Ат 5т	5970	1490	300	1500 кг
2ПГ-6-3 Ат 5/П-2/	5970	1490	300	1537 кг
2ПГ-6-3 Ат 5/П-3/	5970	1490	300	1537 кг
2ПГ-6-3 Ат 5/П-4/	5970	1490	300	1537 кг
2ПГ-6-3 Ат 5т	5970	1490	300	1500 кг
2ПГ-6-3 Ат 5т-1	5970	1490	300	1537 кг
2ПГ-6-4 А111вт	5970	1490	300	1500 кг
2ПГ-6-4 Ат 5т	5970	1490	300	1537 кг
2ПГ-6-5 А111вт	5970	1490	300	1500 кг
2ПГ-6-6 А111вт	5970	1490	300	1500 кг

Приложение Н Темы научных работ

Кроме курсового проекта студентам необходимо выполнить научную работу в виде презентации с помощью Microsoft Office PowerPoint (предпочтительно) или Microsoft Office Word. Преподаватель может дать индивидуальную тему научной работы или выбрать из списка:

- 1 Основные принципы проектирования железобетонных конструкций. Примеры изгибаемых, сжатых и растянутых железобетонных элементов и конструкций.
- 2 Виды арматурных стале, применяемых при строительстве и проектировании железобетонных конструкций.
- 3 Схемы стыковки и анкеровки арматуры при проектировании и строительстве железобетонных конструкций.
- 4 Сталебетон. Отличительные характеристики сталебетона от железобетона. Область применения сталебетона.
- 5 Метод расчета железобетонных конструкций по двум предельным состояниям. Нагрузки и воздействия, действующие на конструкции.
- 6 Особенности проектирования и строительства предварительного напрягаемых железобетонных элементов.
- 7 Схемы и способы создания предварительного напряжения арматуры. Область применения предварительно напрягаемых железобетонных элементов.
- 8 Потери предварительного напряжения арматуры.
- 9 Особенности производства железобетонных конструкций: конвейерное, поточное, станковое, другие технологии.
- 10 Типы конструкций, применяемых при строительстве производственных и сельскохозяйственных зданий. Отличительные черты и особенности проектирования и строительства.
- 11 Типы конструкций, применяемых при строительстве общественных зданий. Отличительные черты и особенности проектирования и строительства.
- 12 Типы конструкций, применяемых при строительстве жилых зданий. Отличительные черты и особенности проектирования и строительства.
- 13 Сравнительный анализ «плюсов» и «минусов» строительства и проектирования монолитных железобетонных, сборных блочных, сборных панельных домов;
- 14 Строительство сооружений по защите берегов рек и морей. Основы проектирования и расчета.
- 15 Строительство сооружений для защиты откосов и склонов. Основы проектирования и расчета.
- 16 Строительство уникальных железобетонных сооружений. Основы проектирования и расчета.
- 17 Основные принципы проектирования железобетонных конструкций. Примеры изгибаемых, сжатых и растянутых железобетонных элементов и конструкций.
- 18 Виды арматурных стале, применяемых при строительстве и проектировании железобетонных конструкций.
- 19 Схемы стыковки и анкеровки арматуры при проектировании и строительстве железобетонных конструкций.

- 20 Сталобетон. Отличительные характеристики сталобетона от железобетона. Область применения сталобетона.
- 21 Виды динамических нагрузок на железобетонные конструкции. Динамическая прочность железобетонных конструкций.
- 22 Особенности строительства и проектирования зданий и сооружений в сейсмических районах.
- 23 Конструктивные решения надземной части высотных монолитных железобетонных зданий;
- 24 Основания, фундаменты и подземные части высотных монолитных железобетонных зданий;
- 25 Типы конструкций, применяемых при строительстве высотных зданий;
- 26 Альтернативные материалы и конструкции для строительства жилых и общественных зданий.
- 27 Основные положения строительства и проектирования мостов. Основы расчета и технологии строительства.
- 28 Примеры проектирования мостов, акведуков, виадуков, эстакад. Особенности расчета и проектирования.
- 29 Уникальные сооружения. Строительство и проектирование.
- 30 Типы железобетонных арок и область применения. Основы проектирования и расчета.
- 31 Типы железобетонных ферм и область применения. Основы проектирования и расчета.
- 32 Особенности строительства и проектирования соборов и храмов. Купольные конструкции.
- 33 Строительство и проектирование зданий и сооружений крупных городов на больших реках.
- 34 Строительство и проектирование больших торговых центров из монолитного железобетона. Альтернативные материалы и конструкции для строительства торговых центров.
- 35 Строительство и проектирование атомных электростанций из монолитного железобетона. Альтернативные материалы и конструкции для строительства атомных электростанций. Типы бетона и арматуры, применяемые для строительства атомных электростанций.
- 36 Строительство и проектирование гидроэлектростанций из монолитного железобетона. Альтернативные материалы и конструкции для строительства гидроэлектростанций. Типы бетона и арматуры, применяемые для строительства гидроэлектростанций.
- 37 Строительство и проектирование дамб из монолитного железобетона. Альтернативные материалы и конструкции для строительства. Типы бетона и арматуры, применяемые для строительства дамб.