

Оглавление

ВВЕДЕНИЕ	5
1. РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ	6
1.1. Расчет по методу предельных состояний.....	6
1.2. Три стадии напряженно-деформированного состояния железобетонных элементов под нагрузкой при изгибе	7
1.3. Расчетные факторы: нагрузки и прочностные характеристики бетона и арматуры.....	8
2. КОНСТРУКТИВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ К ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫМ ЭЛЕМЕНТАМ.....	11
3. КОМПОНОВКА КОНСТРУКТИВНОЙ СХЕМЫ СБОРНОГО ПЕРЕКРЫТИЯ	13
3.1. Исходные данные	14
3.2. Компонировка здания	15
4. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ МНОГОПУСТОТНОЙ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННОЙ ПЛИТЫ ПЕРЕКРЫТИЯ ПРИ ВРЕМЕННОЙ ПОЛЕЗНОЙ НАГРУЗКЕ $V = 1,5 \text{ кН/м}^2$	15
4.1. Исходные данные	16
4.2. Расчет плиты по предельным состояниям первой группы.....	17
4.3. Расчет плиты по предельным состояниям второй группы	21
5. ВАРИАНТ РАСЧЕТА МНОГОПУСТОТНОЙ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННОЙ ПЛИТЫ ПЕРЕКРЫТИЯ ПРИ ДЕЙСТВИИ ВРЕМЕННОЙ НАГРУЗКИ $V = 4,5 \text{ кН/м}^2$	26
5.1. Исходные данные	26
5.2. Расчет плиты по предельным состояниям первой группы.....	26
5.3. Расчет плиты по предельным состояниям второй группы	30
6. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ОДНОПРОЛЕТНОГО РИГЕЛЯ.....	37
6.1. Исходные данные	37
6.2. Определение усилий в ригеле	38
6.3. Расчет ригеля по прочности нормальных сечений при действии изгибающего момента	38
6.4. Расчет ригеля по прочности наклонных сечений.....	40
6.5. Построение эпюры материалов.....	45
7. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ КОЛОННЫ	48
7.1. Исходные данные	48
7.2. Определение усилий в колонне.....	50
7.3. Расчет колонны по прочности.....	50
7.4. Определение высоты колонны	52
8. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ФУНДАМЕНТА ПОД КОЛОННУ	53
8.1. Исходные данные	53
8.2. Определение размера стороны подошвы фундамента.....	53
8.3. Определение высоты фундамента	53
8.4. Расчет на продавливание	55
8.5. Определение площади арматуры подошвы фундамента.....	57
Библиографический список.....	59
ПРИЛОЖЕНИЯ	60

ВВЕДЕНИЕ

Учебно-методическое пособие разработано для обучающихся бакалавриата по направлению подготовки 08.03.01 Строительство для выполнения всех разделов курсового проекта на тему «Проектирование несущих железобетонных конструкций многоэтажного каркасного здания из сборного железобетона» по дисциплине «Железобетонные конструкции», а также для обучающихся по программе магистратуры и экстерната для использования изложенного здесь материала при написании ВКР.

При выполнении расчетов бетонных и железобетонных конструкций и их конструировании необходимо руководствоваться актуальными сводами правил СП 63.13330.2018 [1].

Цель данного издания — содействие обучающимся при выполнении курсового проекта по проектированию основных несущих элементов многоэтажного сборного железобетонного каркасного здания.

В курсовом проекте требуется запроектировать основные несущие железобетонные конструкции 8...16-этажного здания каркасной конструктивной схемы со связевым каркасом и навесными стеновыми панелями.

Пространственная жесткость (геометрическая неизменяемость) здания в продольном и поперечном направлениях обеспечивается диафрагмами жесткости (связевая система). Стенки диафрагмы — сборные железобетонные.

Учебно-методическое пособие включает рассмотрение следующих вопросов:

– проектирование сборного балочного междуэтажного перекрытия, включающее компоновку конструктивной схемы перекрытия, расчет многопустотной предварительно напряженной плиты и ригеля;

– проектирование колонны и отдельно стоящего фундамента.

Даны справочные материалы для расчета и конструирования (прил. 1–21), а также прилагаются в конце учебно-методического пособия чертежи в формате А3.

1. РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ

1.1. Расчет по методу предельных состояний

Для расчета железобетонных конструкций используется метод предельных состояний. В соответствии с ГОСТ 27751-2014 [2] под предельным состоянием понимается состояние строительного объекта, при превышении характерных параметров которого эксплуатация строительного объекта недопустима, затруднена или нецелесообразна. Устанавливаются следующие группы предельных состояний:

– *первая группа предельных состояний* — состояния строительных объектов, превышение которых ведет к потере несущей способности строительных конструкций и возникновению аварийной расчетной ситуации;

– *вторая группа предельных состояний* — состояния, при превышении которых нарушается нормальная эксплуатация строительных конструкций, исчерпывается ресурс их долговечности или нарушаются условия комфортности;

– *особые предельные состояния* — состояния, возникающие при особых воздействиях и ситуациях и превышение которых приводит к разрушению сооружений с катастрофическими последствиями.

К **первой группе** предельных состояний следует относить:

- разрушение любого характера (например пластическое, хрупкое, усталостное);
- потерю устойчивости отдельных конструктивных элементов или сооружения в целом;
- условия, при которых возникает необходимость прекращения эксплуатации (например чрезмерные деформации в результате деградации свойств материала, пластичности, сдвига в соединениях, а также чрезмерное раскрытие трещин).

Наиболее ответственной является первая группа предельных состояний, так как она предопределяет само существование конструкции.

При расчете по прочности рассматриваются сечения нормальные и наклонные к продольной оси элемента.

Ко **второй группе** предельных состояний следует относить:

– достижение предельных деформаций конструкций (например предельных прогибов, углов поворота) или предельных деформаций оснований, устанавливаемых исходя из технологических, конструктивных или эстетико-психологических требований;

– достижение предельных уровней колебаний конструкций или оснований, нарушающих нормальную работу оборудования или вызывающих вредные для здоровья людей физиологические воздействия;

– образование трещин, не нарушающих нормальную эксплуатацию строительного объекта;

– достижение предельной ширины раскрытия трещин.

Образование и раскрытие трещин представляет опасность для нормальной эксплуатации конструкций: возможно возникновение коррозии арматуры, ухудшение внешнего вида элементов.

При расчете прогибов конструкций необходимо соблюдение требований, предъявляемых для элемента:

– *конструктивных* — соблюдение необходимых уклонов, целостности примыкающих конструкций, например перекрытий и перегородок или витражей, узлов их сопряжения;

– *технологических* — создание условия нормальной эксплуатации технологического и подъемно-транспортного оборудования, контрольно-измерительных приборов;

– *эстетико-психологических* — обеспечение благоприятных впечатлений от конструкции и отсутствие ощущения опасности;

– *физиологических* — предотвращение вредных воздействий и ощущений дискомфорта при колебаниях.

1.2. Три стадии напряженно-деформированного состояния железобетонных элементов под нагрузкой при изгибе

Экспериментальные исследования позволили выделить три характерных стадии напряженно-деформированного состояния (НДС) сечений от начала нагружения до разрушения элемента (рис. 1).

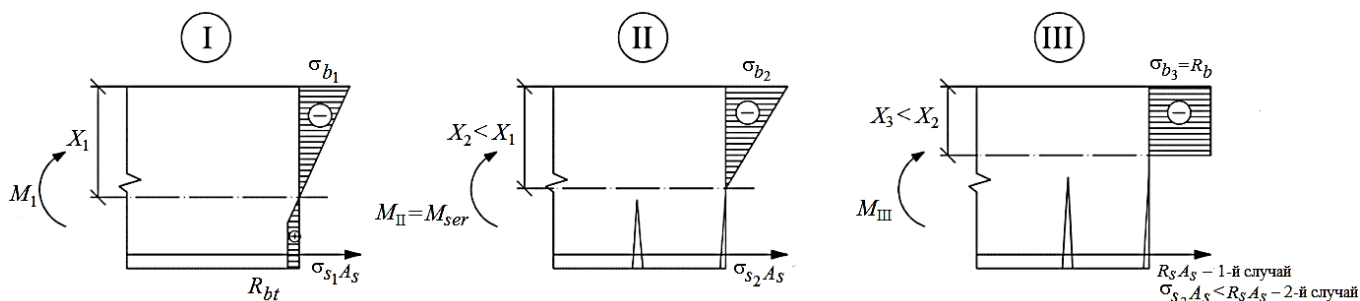


Рис. 1. Стадии напряженно-деформированных состояний изгибаемых элементов

Первая стадия начинается с приложения нагрузки и заканчивается в момент появления трещин в растянутой зоне бетона. На данной стадии условно можно принять, что сжатая зона бетона работает упруго, а растянутый бетон в конце стадии доводится до предела по прочности на растяжение. Эта стадия положена в основу расчета конструкций *по образованию трещин*.

Вторая стадия начинается с момента появления трещин в растянутой зоне. Усилия растяжения на этих участках воспринимаются только арматурой, а в сжатом бетоне проявляются неупругие деформации. Данная стадия чаще всего называется эксплуатационной для подавляющего большинства конструкций (балки, плиты перекрытий и покрытий, колонны и т.д.), поскольку образование и ограниченное раскрытие трещин в обычных условиях не снижают несущей способности элементов в течение требуемого срока эксплуатации. Эта стадия принята в основу расчета железобетонных конструкций *по деформациям и ширине раскрытия трещин*.

С увеличением нагрузки вторая стадия переходит в **третью стадию** — стадию разрушения. С ростом нагрузки q увеличиваются напряжения и деформации в растянутой арматуре, а высота сжатой зоны продолжает уменьшаться, в сжатой зоне эпюра напряжений искривляется, напряжения бетона возрастают. С дальнейшим увеличением нагрузки напряжения в стержневой арматуре достигают физического или условного предела текучести, после чего конструкция начинает пластически деформироваться при практически неизменной нагрузке; напряжения в бетоне сжатой зоны под влиянием нарастающего прогиба элемента и сокращения высоты сжатой зоны также достигают значений расчетного сопротивления бетона сжатию. Разрушение железобетонного элемента начинается с арматуры растянутой зоны и заканчивается раздроблением бетона сжатой зоны. Такое разрушение носит пластический характер, его называют *случаем 1*.

В перearмированных элементах разрушение происходит в результате раздробления бетона сжатой зоны, при этом арматура не достигает своего предела текучести. Вторая стадия переходит в стадию разрушения внезапно. Разрушение перearмированных сечений всегда носит хрупкий характер при неполном использовании растянутой арматуры — его называют *случаем 2*.

1.3. Расчетные факторы: нагрузки и прочностные характеристики бетона и арматуры

Основное назначение строительных конструкций состоит в восприятии действующих на них эксплуатационных нагрузок различной природы и длительности. Строительные материалы (например бетон и др.) по-разному работают при кратковременном и длительном нагружении. Поэтому нормами предусмотрена классификация нагрузок по времени их действия, согласно п. 5.1 СП 20.13330.2016 [3]. Нагрузки делятся на два типа: постоянные P_d и временные.

В зависимости от продолжительности действия временные нагрузки подразделяются на длительные P_l , кратковременные P_t и особые P_s .

К постоянным нагрузкам P_d относятся: собственный вес конструкций; вес и давление грунта; давление жидкости.

К временным длительным P_l нагрузкам относятся:

- вес перегородок, стационарного оборудования, жидкостей;
- давление газов;
- вес складываемого материала;
- температурные технологические воздействия от стационарного оборудования;
- пониженные нормативные значения нагрузок от оборудования, людей, животных и транспортных средств на перекрытия жилых, общественных и сельскохозяйственных зданий, от мостовых и подвесных кранов, снеговых, температурных климатических воздействий и др.

К кратковременным нагрузкам P_t относятся:

- нагрузки от людей, животных, оборудования на перекрытия жилых, общественных и сельскохозяйственных зданий с полными нормативными значениями;
- нагрузки от подвижного подъемно-транспортного оборудования и подвесных кранов с полным нормативным значением, включая вес транспортируемых грузов;
- климатические — снеговые, ветровые, температурные и гололедные нагрузки.

К особым P_s нагрузкам и воздействиям относятся: сейсмические; взрывные; воздействия, обусловленные деформациями основания; обусловленные пожаром; от столкновений транспортных средств с частями сооружения.

Основными характеристиками нагрузок, устанавливаемыми нормами, являются их нормативные значения. Расчетные значения нагрузок, используемые для первой и второй групп предельных состояний, определяются умножением их нормативных значений на коэффициенты надежности по нагрузкам и коэффициенты сочетаний нагрузок. Коэффициент надежности по нагрузке γ_f учитывает возможное отклонение нагрузок в неблагоприятную (большую или меньшую) сторону от нормативных значений. При выполнении расчетов по 1-й группе предельных состояний коэффициент γ_f принимается больше единицы (за исключением отдельных случаев, когда уменьшение нагрузки может ухудшить условия работы конструкций, согласно п. 7.3 [3]); при выполнении расчетов по 2-й группе предельных состояний, как правило, принимается $\gamma_f = 1,0$.

Для учета ответственности зданий и сооружений, характеризуемой экономическими, социальными, экологическими последствиями их отказов при наступлении предельных состояний, устанавливаются три уровня ответственности [2]:

- *пониженный* (КС-1) — различные склады, теплицы, вспомогательные и временные сооружения (в том числе мобильные здания), в которых не предусмотрено постоянное пребывание людей;
- *нормальный* (КС-2) — здания и сооружения, не вошедшие в классы КС-1 и КС-3;

– *повышенный* (КС-3) — здания и сооружения с особо опасной технологией и технически сложные объекты высотой более 100 м, пролетом более 100 м, с консольными вылетами более 20 м, заглублением подземной части более 15 м, объекты жизнеобеспечения населения и т.д.

Степень ответственности зданий и сооружений учитывают с помощью коэффициента надежности по назначению, на который умножают эффекты воздействий, согласно п. 10.3 [2]. Минимальные значения коэффициента надежности по ответственности γ_n : КС-1 — 0,8; КС-2 — 1,0; КС-3 — 1,1.

Основной прочностной характеристикой бетона является прочность бетона на сжатие. При расчетах бетонных и железобетонных конструкций используется призмная прочность бетона на сжатие R_b , которая измеряется в МПа и соответствует прочности бетона в сжатой зоне реальных конструкций. Призмную прочность определяют на основании испытания призм стандартного размера 15×15×60 см. Кубиковая прочность R_m является показателем качества бетона и определяет класс бетона на сжатие **В**. Класс бетона по прочности на сжатие **В** соответствует значению кубиковой прочности бетона на сжатие в МПа, определяемой испытанием бетонных кубов с размером ребра 150 мм в возрасте 28 суток при температуре 20 ± 2 °С с обеспеченностью 0,95.

Расчетные сопротивления бетона осевому сжатию R_b и осевому растяжению R_{bt} для предельных состояний первой группы определяют по формулам:

$$R_b = \frac{R_{b,n}}{\gamma_b}; \quad R_{bt} = \frac{R_{bt,n}}{\gamma_{bt}},$$

где γ_b — коэффициент надежности по бетону при сжатии, $\gamma_b = 1,3$ для тяжелого, мелкозернистого, напрягающего и легкого бетонов;

γ_{bt} — коэффициент надежности по бетону при растяжении, $\gamma_{bt} = 1,5$ для тяжелого, мелкозернистого, напрягающего и легкого бетонов.

Расчетные значения сопротивления бетона осевому сжатию $R_{b,ser}$ и осевому растяжению $R_{bt,ser}$ для предельных состояний второй группы принимают равными соответствующим нормативным сопротивлениям, т.е. вводят в расчет с коэффициентом надежности по бетону $\gamma_b = \gamma_{bt} = 1,0$.

Основной прочностной характеристикой арматуры является нормативное значение сопротивления растяжению $R_{s,n}$, равное значению физического или условного предела текучести и принимаемое в зависимости от класса арматуры.

Расчетные значения сопротивления арматуры растяжению для предельных состояний первой группы R_s определяют по формуле

$$R_s = \frac{R_{s,n}}{\gamma_s},$$

где γ_s — коэффициент надежности по арматуре, для предельных состояний первой группы $\gamma_s = 1,15$ — для арматуры классов А, К1550–К1900 $\gamma_s = 1,20$ — для арматуры классов В, Вр, К1400–К1500; для предельных состояний второй группы $\gamma_s = 1,0$.

Расчетные значения сопротивления арматуры растяжению для предельных состояний второй группы $R_{s,ser}$ принимают равными соответствующим нормативным сопротивлениям $R_{s,n}$.

Значения расчетного сопротивления арматуры сжатию R_{sc} принимают равными расчетным значениям сопротивления арматуры растяжению R_s , но не более значений, соответствующих деформациям укорочения бетона, окружающего сжатую арматуру: не более 400 МПа — при кратковременном действии нагрузки; не более 500 МПа — при длительном действии нагрузки.

Расчетное сопротивление растяжению ненапрягаемой поперечной арматуры (хомутов и отогнутых стержней) R_{sw} снижают по сравнению с R_s путем умножения на коэффициент условий работы $\gamma_{s1} = 0,8$, но принимают не более 300 МПа.

Основным показателем качества арматуры, устанавливаемым при проектировании, является класс арматуры по прочности на растяжение, обозначаемый, согласно СП 63.13330.2018 [1]:

А — для горячекатаной и горячекатаной упрочненной арматуры;

В — для холоднодеформированной арматуры;

К — для арматурных канатов.

Классы арматуры по прочности на растяжение соответствуют гарантированному значению предела текучести, физического или условного (при остаточных относительных удлинениях 0,2 %), с обеспеченностью не менее 0,95, определяемому по соответствующим стандартам.

Для железобетонных конструкций без предварительного напряжения арматуры в качестве устанавливаемой по расчету арматуры применяют арматуру периодического профиля классов А400, А500 и А600, а также арматуру классов В500 и Вр500 в сварных сетках и каркасах. При обосновании экономической целесообразности допускается применять арматуру более высоких классов.

Для поперечного и косвенного армирования применяют гладкую арматуру класса А240 из стали марок СтЗсп и СтЗпс (с категориями нормируемых показателей не ниже 2), а также арматуру периодического профиля классов А400, А500, В500 и Вр500.

Для предварительно напряженных железобетонных конструкций следует предусматривать: в качестве напрягаемой арматуры:

– горячекатаную и горячекатаную упрочненную периодического профиля классов А600, А800 и А1000;

– холоднодеформированную периодического профиля классов от Вр1200 до Вр1600;

– канатную семипроволочную (К7, К7Т, К7О) классов К1400, К1450, К1500, К1550, К1650, К1750, К1850, К1900;

в качестве ненапрягаемой арматуры:

– горячекатаную гладкую класса А240;

– горячекатаную, горячекатаную упрочненную и холоднодеформированную периодического профиля классов А400, А500, А600, В500 и Вр500.

2. КОНСТРУКТИВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ К ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫМ ЭЛЕМЕНТАМ

Проектирование железобетонных конструкций необходимо проводить с соблюдением как расчетных, так и конструктивных требований.

Конструктивные требования к геометрическим размерам элементов обеспечивают возможность размещения арматуры, ее анкеровки и совместной работы с бетоном и для ограничения гибкости сжатых элементов. Предельная гибкость внецентренно сжатых элементов ограничена значением $l_0 / i = 200$ для железобетонных элементов, $l_0 / i = 120$ для колонн, $l_0 / i = 90$ для бетонных элементов.

Требования к армированию включают требования к защитному слою бетона, требования к расстоянию между стержнями, к проценту армирования, параметрам поперечного армирования, анкеровке арматуры.

Защитный слой бетона (слой бетона от наружной поверхности конструкции до наружной грани арматурных стержней) обеспечивает совместную работу арматуры и бетона, анкеровку арматуры в бетоне, огнестойкость и коррозионную стойкость конструкции. Защитный слой назначается в зависимости от типа конструкции, типа арматуры (рабочая или конструктивная), диаметра и вида арматуры. Толщина защитного слоя не должна быть меньше диаметра арматурного стержня и не меньше 10 мм. Для конструкций, эксплуатируемых в закрытых помещениях с нормальной влажностью, минимальная толщина защитного слоя принимается равной 20 мм, при повышенной влажности — 25 мм, на открытом воздухе без дополнительных защитных мероприятий — 30 мм, в грунте — 40 мм. В сборных железобетонных элементах и для конструктивной арматуры монолитных элементов указанные значения толщины защитного слоя допускается снижать на 5 мм. Толщина защитного слоя у концов предварительно напряженной арматуры должна составлять не менее 40 мм, не менее $3d$ — для стержневой арматуры и 20 мм — для канатов.

Минимальные расстояния между стержнями арматуры устанавливаются для обеспечения совместной работы арматуры с бетоном и для обеспечения качественной укладки бетонной смеси при бетонировании. Минимальные расстояния в свету между стержнями должны быть не менее наибольшего диаметра стержня и не менее 25 мм для нижней горизонтальной и наклонной арматуры, 30 мм — для верхней арматуры и 50 мм — для вертикальной арматуры, нижней арматуры при ее расположении более чем в два ряда.

Наибольшее расстояние между осями арматурных стержней, при котором обеспечивается эффективная работа бетона, ограничено 200 мм в железобетонных балках и плитах при высоте сечения $h \leq 150$ мм; 400 мм (или $1,5h$) — при высоте поперечного сечения $h > 150$ мм. В железобетонных колоннах наибольшие расстояния между осями арматурных стержней не должны превышать 400 мм в направлении, перпендикулярном плоскости изгиба, и 500 мм — в плоскости изгиба.

Число стержней растянутой арматуры в балках и ребрах шириной более 150 мм не должно быть менее двух, при меньшей ширине допускается один растянутый стержень. В балках допускается не доводить до опоры часть растянутых стержней общей площадью не более $\frac{1}{2}$ площади растянутой арматуры.

Процент армирования железобетонных элементов определяется по формуле $\mu_s = \frac{A_s}{b h_0} 100 \%$, где A_s — площадь сечения продольной растянутой и (если требуется по расчету) сжатой арматуры. Минимальный процент армирования изгибаемых, внецентренно сжатых при гибкости $l_0 / i \leq 17$ и внецентренно растянутых элементов составляет 0,1 %. Минимальный процент армирования внецентренно сжатых элементов при гибкости $l_0 / i \geq 87$ составляет 0,25 %. Для промежуточных значений гибкости минимальный процент армирования определяется по интерполяции.

Для конструкций с продольной арматурой, равномерно расставленной по сечению, значения минимального процента армирования необходимо увеличить вдвое и относить ко всей площади бетона. Если требования к минимальному проценту армирования не соблюдаются, элемент необходимо рассчитывать как бетонный.

В бетонных конструкциях также необходимо предусматривать конструктивное армирование в местах резкого изменения сечения, над и под проемами, в растянутой зоне внецентренно сжатых элементов.

Поперечное армирование железобетонных сжато изгибаемых элементов в вязаных каркасах необходимо выполнять из арматуры диаметром не менее 6 мм и не менее $\frac{1}{4}$ диаметра продольной арматуры. Поперечное армирование вязаных каркасов изгибаемых элементов выполняют из арматуры диаметром не менее 6 мм. Диаметры поперечной арматуры сварных каркасов назначают из условия свариваемости арматурных стержней.

В сплошных плитах и балках высотой не более 150 мм поперечную арматуру допускается не устанавливать, если она не требуется по расчету.

При необходимости установки по расчету сжатой арматуры для предотвращения выпучивания арматурных стержней поперечное армирование устраивают с шагом не более $15d$ (d — диаметр продольной арматуры) и не более 500 мм. При проценте армирования более 3 % шаг поперечного армирования принимают не более $10d$ и 300 мм.

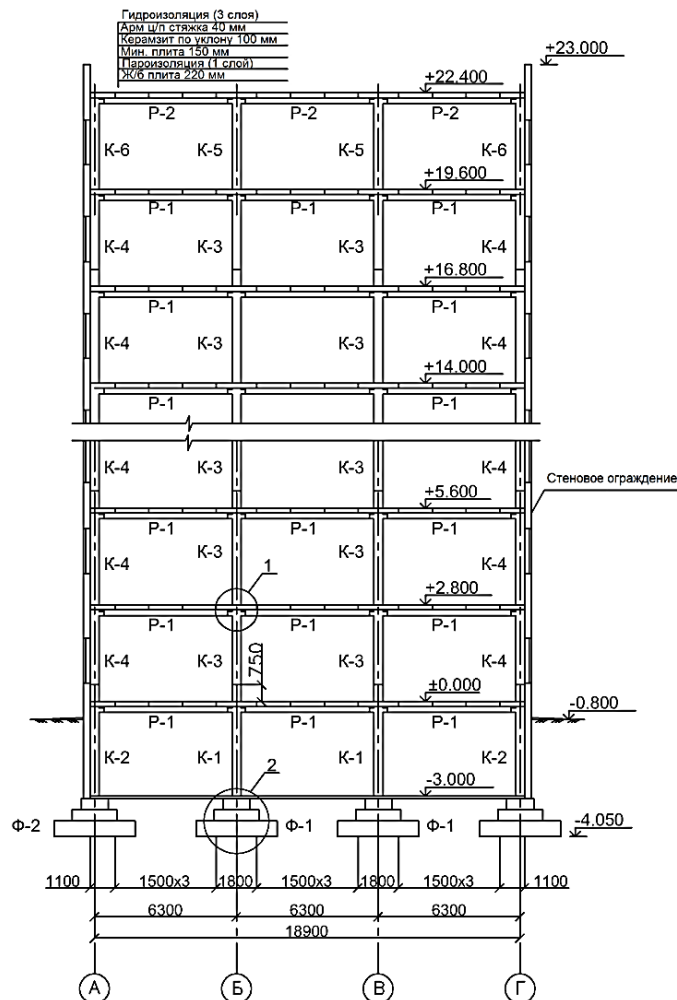
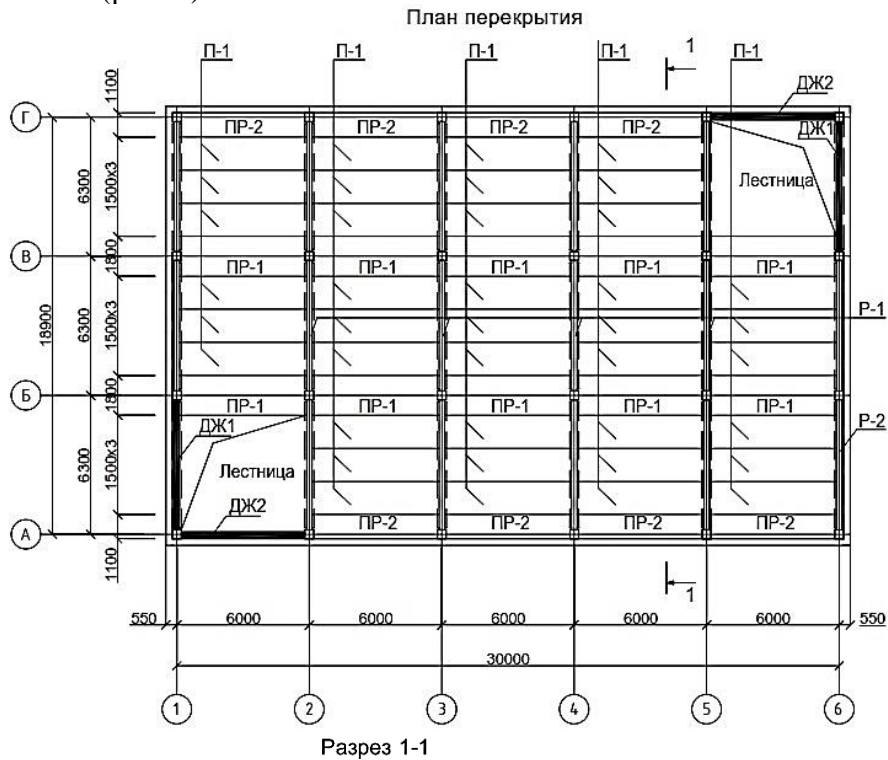
Конструкция хомутов внецентренно сжатых элементов выполняется с перегибами у продольной арматуры, перегибы устраиваются с шагом не более 400 мм. Число продольных стержней, объединяемых одним хомутом у одной грани элемента, не должно быть более четырех при ширине грани не более 400 мм. В элементах, воспринимающих крутящие моменты, поперечная арматура выполняется с замкнутым контуром.

Для передачи напряжений в конструкции с арматуры на бетон необходимо выполнять анкеровку рабочей арматуры. Анкеровка выполняется: в виде прямого окончания стержня (для арматуры периодического профиля); с загибом на конце; с приваркой перпендикулярных поперечных стержней; с установкой дополнительных П-образных стержней или сварных сеток; с применением специальных анкерных стержней.

Для соединения ненапрягаемой арматуры применяют стыки внахлестку без сварки: с прямыми концами стержней периодического профиля; с прямыми концами и приваркой поперечных стержней на длине нахлестки; с загибами на концах. Для соединения стержней также применяют сварку или специальные механические устройства (муфты). Для стыков без сварки диаметр соединяемой арматуры не должен превышать 40 мм. В одном расчетном сечении допускается стыковать не более 50 % рабочей растянутой арматуры периодического профиля и не более 25 % гладкой арматуры.

3. КОМПОНОВКА КОНСТРУКТИВНОЙ СХЕМЫ СБОРНОГО ПЕРЕКРЫТИЯ

В состав сборного балочного междуэтажного перекрытия входят плиты и ригели, опирающиеся на колонны (рис. 2).



При компоновке сборного балочного перекрытия необходимо:

- назначить размеры сетки колонн;
- выбрать направление ригелей, форму и размеры их поперечного сечения;
- выбрать тип и размеры плит.

Сетка колонн назначается в зависимости от размеров плит и ригелей. Расстояние между колоннами должно быть кратно 100 мм и принимается в пределах 4,8...7,2 м.

Направление ригелей может быть продольным или поперечным. Это обуславливается технико-экономическими показателями. Выбор типа поперечного сечения ригелей зависит от способа опирания на них плит. Высоту сечения ригеля рекомендуется принимать по формуле $h_b = \left(\frac{1}{15} \dots \frac{1}{10}\right) l_b$, где l_b — пролет ригеля. С учетом типовых серий сборных ригелей, получивших наиболее широкое распространение, предлагается принять: ригель высотой 45 см (либо 60 см), ширину ребра ригеля b_b — 20 см (либо 30 см при высоте ригеля 60 см).

Ригели опираются на консоли сборных железобетонных колонн сечением 40×40 см.

Тип плит перекрытия выбирается по архитектурно-планировочным требованиям и с учетом величины действующей временной (полезной) нагрузки. При временной нагрузке $V \leq 7,0$ кН/м² используются многопустотные плиты, высота сечения которых равна 20...24 см.

Плиты выполняются преимущественно предварительно напряженными, что позволяет получить экономию за счет сокращения расхода стали.

Количество типоразмеров плит должно быть минимальным: рядовые шириной 1,2...2,4 м, связевые плиты-распорки — 0,8...1,8 м, фасадные плиты-распорки — 0,6...0,90 м.

3.1. Исходные данные

При выполнении расчетов в качестве исходных данных принято следующее:

- связевая конструктивная схема здания, здание относится к классу КС-2;
- плиты перекрытия — многопустотные предварительно напряженные высотой 22 см;
- габариты здания в осях — 30,0×18,9 м (см. бланк задания);
- число этажей — 8 надземных этажей (см. бланк задания), а также подвал;
- высота надземных (типовых) этажей — 2,8 м (см. бланк задания);
- высота подвала — 3,0 м (см. бланк задания);
- расстояние от пола 1-го этажа до планировочной отметки (высота цоколя здания) — 0,8 м (см. бланк задания);
- условное расчетное сопротивление грунта в основании здания $R_0 = 0,35$ МПа (см. бланк задания);
- район строительства — Москва (см. бланк задания);
- тип местности — В;
- полное значение временной нагрузки (см. бланк задания):
 - 1 вариант — $V = 1,5$ кН/м²;
 - 2 вариант — $V = 4,5$ кН/м²;
- длительная часть временной нагрузки (см. бланк задания):
 - 1 вариант — $V = 0,525$ кН/м²;
 - 2 вариант — $V = 1,575$ кН/м².

3.2. Компонировка здания

Сетка колонн назначается в зависимости от размеров плит и ригелей. Расстояние между колоннами должно быть кратно 100 мм и принимается в пределах 4,8...7,2 м. В соответствии с исходными данными принимаем сетку колонн 6,0×6,3 м (см. рис. 2).

С учетом особенностей привязок колонн, а также толщины фасадных элементов фактические габариты здания в плане следующие:

- длина $L = 30 + 2(0,2 + 0,35) = 31,1$ м;
- ширина $B = 18,9 + 2(0,2 + 0,35) = 20$ м.

Направление ригелей принимаем поперечное. Ригель таврового сечения шириной $b_b = 20$ см и высотой $h_b = \frac{1}{14} \cdot 630 = 45$ см (рис. 3) без предварительного напряжения арматуры (отметим, что предварительно назначенные размеры могут быть уточнены при последующем расчете и конструировании ригеля).

Плиты перекрытий — многпустотные предварительно напряженные высотой 22 см (см. рис. 3) (ширина рядовых плит — 1,5 м, плит-распорок — 1,8 м).

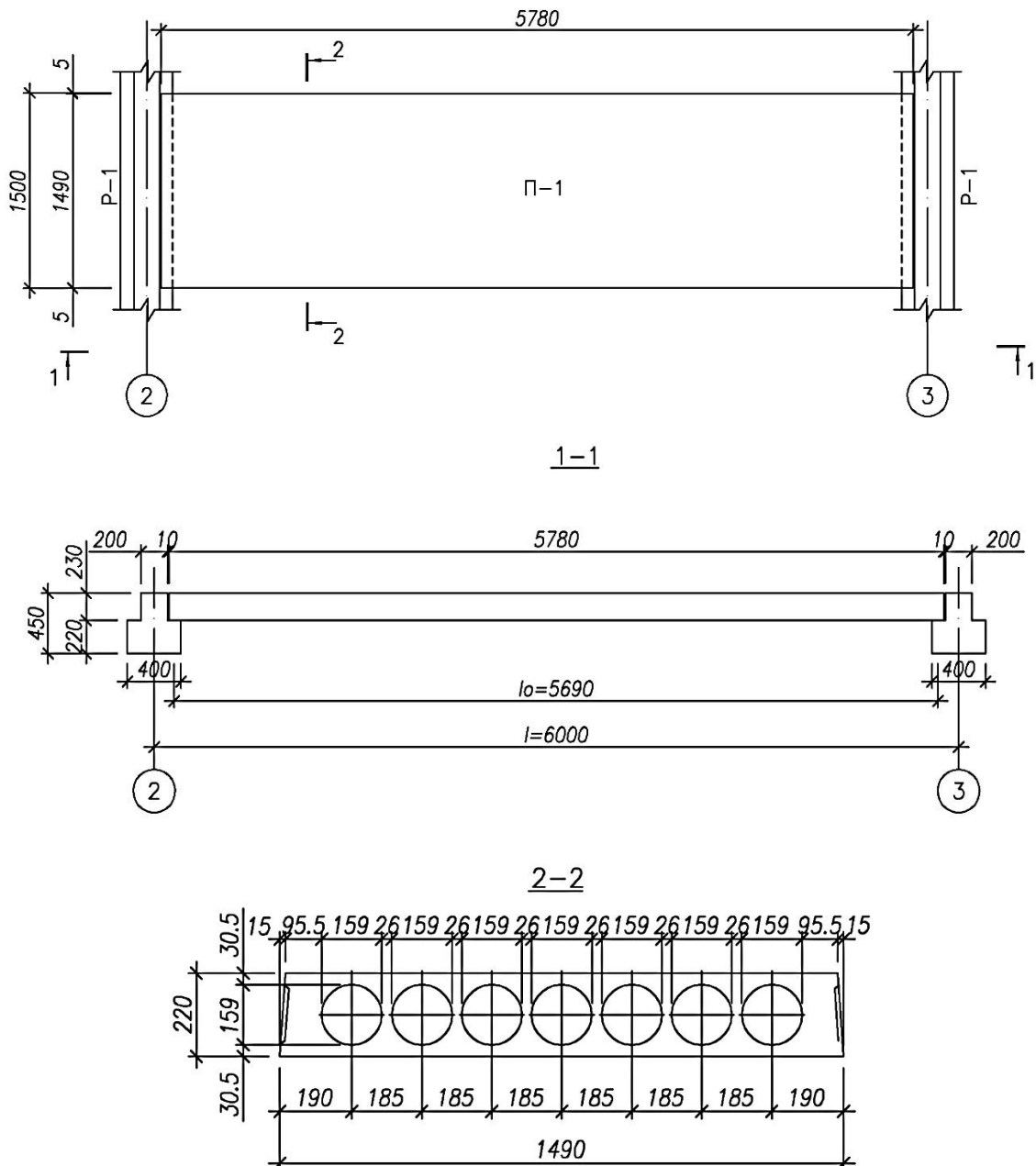


Рис. 3. К расчету плиты перекрытия

4. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ МНОГОПУСТОТНОЙ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННОЙ ПЛИТЫ ПЕРЕКРЫТИЯ ПРИ ВРЕМЕННОЙ ПОЛЕЗНОЙ НАГРУЗКЕ $V = 1,5 \text{ кН/м}^2$

4.1. Исходные данные

Сбор нагрузки на 1 м^2 перекрытия представлен в табл. 1.

Таблица 1

Нагрузки на 1 м^2 перекрытия

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м^2	Коэффициент надежности по нагрузке γ_f	Расчетная нагрузка, кН/м^2
Постоянная			
Паркет на мастике, $\delta = 20 \text{ мм}$ ($\gamma = 10 \text{ кН/м}^3$)	0,200	1,3	0,26
Цементно-песчаная стяжка, $\delta = 30 \text{ мм}$ ($\gamma = 18 \text{ кН/м}^3$)	0,540	1,3	0,700
Многопустотная сборная плита перекрытия с омоноличиванием швов, $\delta = 220 \text{ мм}$	3,400	1,1	3,740
Итого постоянная нагрузка g	4,140	–	4,700
Временная			
Перегородки, $\delta = 120 \text{ мм}$ (приведенная нагрузка, длительная V_p)	0,500	1,2	0,600
Полное значение временной полезной нагрузки V_0^*	1,500	1,3	1,95
Длительная часть полезной нагрузки V_{lon}	0,525	1,3	0,682
Итого временная нагрузка V	2,000	–	2,550
Полная нагрузка $g + V$	6,140	–	7,250
Длительная часть нагрузки $g + V_{lon} + V_p$	5,165	–	5,982

* полное значение полезной нагрузки считается кратковременно действующим

Коэффициент надежности по нагрузке γ_f для временной (полезной) нагрузки принимается равным:

1,3 — при полном нормативном значении нагрузки менее 2 кПа (кН/м^2);

1,2 — при полном нормативном значении нагрузки 2 кПа (кН/м^2) и более [3].

Нагрузка на 1 пог. м длины плиты при номинальной ее ширине 1,5 м с учетом коэффициента надежности по ответственности здания $\gamma_n = 1,0$ (для сооружений класса КС-2):

– расчетная постоянная $g = 4,7 \cdot 1,5 \cdot 1,0 = 7,05 \text{ кН/м}$;

– расчетная полная $(g + V) = 7,25 \cdot 1,5 \cdot 1,0 = 10,88 \text{ кН/м}$;

– нормативная постоянная $g_n = 4,14 \cdot 1,5 \cdot 1,0 = 6,21 \text{ кН/м}$;

– нормативная полная $(g_n + V_n) = 6,14 \cdot 1,5 \cdot 1,0 = 9,21 \text{ кН/м}$;

– нормативная постоянная и длительная $(g_n + V_{lon,n} + V_{p,n}) = (4,14 + 0,525 + 0,5) \cdot 1,5 \cdot 1,0 = 7,75 \text{ кН/м}$.

Конструктивный размер плиты: $l = 6 - 0,1 - 0,1 - 0,01 - 0,01 = 5,78 \text{ м}$.

Конец ознакомительного фрагмента.

Приобрести книгу можно

в интернет-магазине

«Электронный универс»

e-Univers.ru