

Областное государственное бюджетное профессиональное образовательное  
учреждение

«УЛЬЯНОВСКИЙ СТРОИТЕЛЬНЫЙ КОЛЛЕДЖ»

# **МЕТОДИЧЕСКОЕ ПОСОБИЕ**

**ПО КУРСОВОМУ ПРОЕКТИРОВАНИЮ**

**Тема «СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ»**

**ПМ.01 Участие в проектировании зданий и  
сооружений**

**МДК 01.01 Проектирование зданий и сооружений**

**Специальность 08.02.01 «СТРОИТЕЛЬСТВО И ЭКСПЛУАТАЦИЯ  
ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ»**

Ульяновск, 2020г.

## СОДЕРЖАНИЕ

Введение	3
Раздел 1 Общие положения курсового проектирования	4
Раздел 2 Состав курсового проекта	5
2.1 Оформление пояснительной записки	6
2.2 Общие требования к графической части проекта	7
Раздел 3 Методические указания по проектированию ж/б элементов	8
3.1 Основные расчетные требования	8
3.2 Основные конструктивные требования	9
Раздел 4 Алгоритм расчета конструктивных элементов	12
4.1 Расчет предварительно напряженной многопустотной плиты перекрытия	12
4.2. Расчет железобетонной колонны 1 этажа	21
4.3 Расчет железобетонной балки	29
Список литературы	37
Приложения	38
Приложение А. Пример оформления титульного листа	38
Приложение Б. Сортамент стальной арматуры	39
Приложение В. Таблицы для сбора нагрузки на конструктивные элементы	40
Приложение В. Таблица1. Таблица сбора нагрузки на плиту перекрытия	40
Приложение В. Таблица2. Таблица для сбора нагрузки на колонну	41
Приложение В. Таблица3. Таблица для сбора нагрузки на балку перекрытия	42
Приложение Г. Таблица свариваемости арматурных стержней в каркасах	43
Приложение Д. Конструктивные схемы опирания балки	44
Приложение Е. Таблица коэффициентов для расчета изгибаемых элементов $\alpha_m, \xi, \eta$	45
Приложение Е. Таблица предельных значений коэффициентов для расчета изгибаемых элементов	46

## ВВЕДЕНИЕ

Курсовой проект – самостоятельная исследовательская работа, в ходе которой обучающиеся приобретают навыки работы с учебной, нормативно-технической, методической и научной литературой, овладевают методами научного исследования, обработки, обобщения и анализа информации.

Работа над курсовым проектом по теме «Строительные конструкции» междисциплинарного курса «Проектирование зданий и сооружений» преследует цель – получение обучающимися практического опыта, овладение профессиональными (ПК) и общими (ОП) компетенциями в части выполнения расчетов и конструирования несущих железобетонных строительных конструкций, а также в чтении рабочих чертежей.

Курсовой проект является заключительным этапом изучения темы «Строительные конструкции» и позволяет судить о том, насколько обучающийся усвоил теоретический курс, каковы его возможности применения полученных знаний для их обобщения по избранной теме.

Курсовой проект является составным элементом учебного процесса. Опыт и знания, полученные обучающимися на этом этапе обучения, во многом могут быть использованы для подготовки выпускной квалификационной работы.

Методическое пособие направлено на оказание помощи и повышение качества выполнения курсового проекта. При этом учитывается тот факт, что к моменту выполнения курсового проекта обучающиеся изучили такие дисциплины как инженерная графика, техническая механика, темы «Строительные материалы и изделия», «Архитектура зданий и сооружений» указанного междисциплинарного курса.

Качество выполненного курсового проекта повышает уровень подготовки выпускников. При работе над проектом обучающийся имеет возможность самостоятельно использовать передовые научные и конструкторские разработки.

## **Раздел 1 ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ КУРСОВОГО ПРОЕКТИРОВАНИЯ**

Курсовой проект является самостоятельным заключительным этапом изучения темы междисциплинарного курса и должен отражать современные достижения конструкторских разработок. Обучающийся должен продемонстрировать овладение знаниями по выбранной теме, владение им стандартными программами исследований, навыками расчетов и применением компьютерных программ.

Обучающийся должен уметь обобщать и анализировать фактический материал, использовать теоретические знания и практические навыки.

В задании на выполнение курсового проекта предлагается выполнить расчет и конструирование одной конструкции жилого дома или административного здания:

1. Предварительно напряженная конструкция;
2. Конструкция, работающая на сжатие;
3. Конструкция, работающая на изгиб.

## Раздел 2 СОСТАВ КУРСОВОГО ПРОЕКТА

Курсовой проект выполняется в составе:

1. Пояснительная записка;
2. Графическая часть на формате А1.

Оформление курсового проекта выполняется согласно ГОСТ 21.501-2011 «Система проектной документации для строительства. Правила выполнения рабочей документации архитектурных и конструктивных решений».

В состав пояснительной записки должны войти:

- Титульный лист;
- Задание на проектирование;
- Содержание пояснительной записки
- Введение;
- Расчетная часть с эскизами и расчетными схемами;
- Заключение;
- Список использованных источников и литературы.

Задание на проектирование содержит все необходимые данные для расчетов и конструирования конструкции выдается преподавателем в соответствии с темами, указанными в приказе по колледжу по каждому обучающемуся.

Содержание располагается на втором листе пояснительной записки. Оно включает наименование всех разделов, подразделов, пунктов (если они имеют наименование), введение, заключение, список использованных источников и литературы с указанием номеров страниц, с которых начинаются эти элементы работы.

Введение должно содержать общую постановку цели работы, оценку современного состояния решаемой научно-технической проблемы, основание и исходные данные для разработки темы.

В основной части выполняется расчет конструктивного элемента и краткие указания по конструированию.

В общем случае расчет проектируемых элементов должен быть представлен в следующей последовательности:

1. исходные данные для расчетов;
2. определение расчетного пролета элемента (для конструкций, работающих на изгиб);
3. сбор нагрузок на элемент;
4. статический расчет элементов и определение действующих усилий;

5. конструктивный расчет конструкций по первой группе предельных состояний.

Заключение содержит выводы, итоги курсовой работы, где поощряется самостоятельность суждений и оценок.

Перечень использованной литературы следует оформлять в виде библиографического списка.

## 2.1 Оформление пояснительной записки

1. Текст печатается на одной стороне листа белой бумаги формата А4 через полтора интервала. Цвет шрифта – черный. Размер шрифта (кегель) – кегль 12-14. ГОСТ не определяет тип шрифта, но обычно - Times New Roman.

2. Размеры полей: правое – не менее 10 мм, верхнее и нижнее – не менее 20 мм, левое – не менее 25 мм.

3. Разрешается использовать компьютерные возможности акцентирования внимания на определенных терминах, формулах, теоремах, применяя шрифты разной гарнитуры. Опечатки, описки и графические неточности, обнаруженные в процессе подготовки пояснительной записки, допускается исправлять подчисткой или закрашиванием белой краской и нанесением на том же месте исправленного текста (графики) черными чернилами – рукописным способом.

4. Страницы работы нумеруются арабскими цифрами (нумерация сквозная по всему тексту). Номер страницы ставится в основной надписи листа. Титульный лист включается в общую нумерацию, номер на нем не ставится.

5. Оформление титульного листа находится в *приложении А*.

6. Заголовки структурных элементов работы («СОДЕРЖАНИЕ», «ВВЕДЕНИЕ», «ЗАКЛЮЧЕНИЕ», «СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ») располагают в середине строки без точки в конце и печатают заглавными буквами без подчеркивания.

7. Каждую главу (раздел) рекомендуется начинать с нового листа (страницы).

8. Ссылка на литературу представляет собой помещенный в квадратные скобки номер источника.

9. Условные буквенные обозначения величин, а также условные графические обозначения должны соответствовать установленным государственным стандартам.

10. Числовые значения величин в тексте должны указываться с необходимой степенью точности, при этом в ряду величин выравнивание числа знаков после запятой не обязательно.

В тексте числа с размерностью следует писать цифрами, а без размерности словами.

Единица физической величины одного и того же параметра в пределах всей записки должна быть постоянной. Если приводится ряд числовых значений, выраженных в одной и

той же единице физической величины, то ее указывают только после последнего числового значения, *например: 1,5; 1,75; 2 см.*

11. В формулах в качестве символов следует применять обозначения, установленные соответствующими Государственными стандартами.

Значения символов и числовых коэффициентов, входящих в формулу, должны быть приведены непосредственно под формулой. Значения каждого символа дают с новой строки в той последовательности, в какой они приведены в формуле. Первая строка расшифровки должна начинаться со слова «где» без двоеточия после него.

## **2.2 Общие требования к графической части проекта**

Чертеж – это документ, содержащий изображения конструктивного элемента и составляющих его изделий и деталей.

В графической части должно быть показано:

- Рабочие чертежи конструктивного элемента;
- Чертежи арматурных изделий и закладных деталей;
- Спецификация арматуры;
- Ведомость расхода материалов.

Чертежи выполняются на чертежной бумаге с определенным соотношением сторон листа, т. е. на листах определенных форматов.

Чертежи оформляют рамкой, которую наносят внутри границ формата: сверху, справа и снизу — на расстоянии 5 мм, слева — на расстоянии 20 мм (для брошюровки чертежа).

Внутри рамки в правом нижнем углу помещается основная надпись. На листах формата А4 основную надпись помещают вдоль короткой стороны листа. Рамку и графы основной надписи выполняют сплошной основной линией.

Чтобы чертеж был выразительным и легко читался, он должен быть оформлен линиями различной толщины и начертания согласно [7].

На чертежах кроме размерных чисел наносят различные надписи как в графах основной надписи (в штампе), так и на поле чертежа, надписи с обозначением изображений, а также технические характеристики, относящиеся к отдельным элементам изображаемого изделия или здания.

Надписи должны быть ясными и четкими.

Масштаб изображений выбрать самостоятельно.

### **Раздел 3 МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ**

Работу над курсовым проектом рекомендуется начинать по мере накопления необходимых для проектирования знаний. В процессе проектирования отдельных конструкций следует стремиться к обеспечению технологичности их изготовления и экономичности принимаемых проектных решений.

Настоящее пособие разработано в развитие Свода Правил СП 52-101-2003 «Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры» и СП 52-102-2004 «Предварительно напряженные железобетонные конструкции».

Применяемые в расчетах единицы измерения физических величин: силы выражены в килоньютонах (кН); линейные размеры - в мм (для сечений) и в м (для элементов или их участков); напряжения, сопротивления, модули упругости - мегапаскалях (МПа); распределенные нагрузки и усилия - в кН/м или кН/м<sup>2</sup>.

В таблицах нормативные и расчетные сопротивления и модули упругости материалов приведены в МПа и в кгс/см<sup>2</sup>.

Сварные арматурные и закладные изделия разрабатываются на основании [7] и [8].

Сбор нагрузки на конструктивный элемент выполняется согласно [3].

#### **3.1 Основные расчетные требования**

1. Расчет конструктивных элементов производится по первой группе предельных состояний (по полной непригодности к эксплуатации вследствие потери несущей способности).
2. Расчеты по предельным состояниям первой группы включают расчеты по прочности с учетом в необходимых случаях деформированного состояния конструкции перед разрушением.
3. Сбор нагрузок выполняется для каждого элемента. Состав нагрузки определяется самостоятельно.
4. Нормативные значения нагрузок и воздействий, коэффициенты сочетаний, коэффициенты надежности по нагрузке, коэффициенты надежности по назначению, а также подразделение нагрузок на постоянные и временные (длительные и кратковременные) принимают согласно [3].
5. При расчете элементов сборных конструкций на воздействие усилий, возникающих при их подъеме, транспортировании и монтаже, нагрузку от веса элемента следует принимать с коэффициентом динамичности, равным: 1,60 - при транспортировании, 1,40 -



при подъеме и монтаже. В этом случае следует учитывать также коэффициенты надежности по нагрузке.

6. В необходимых случаях расчетные сопротивления бетона умножаются на следующие коэффициенты условий работы  $\gamma_{bi}$  :

а)  $\gamma_{b1} = 0,9$  - для бетонных конструкций, вводимый к расчетному значению  $R_{bt}$ ;

б)  $\gamma_{b2} = 0,9$  - для бетонных конструкций, вводимый к расчетному значению  $R_b$ ;

в)  $\gamma_{b3} = 0,6$  - для тяжелых бетонов.

7. Для определения массы железобетонной или бетонной конструкции плотность бетона принимается равной  $2500 \text{ кг/м}^3$ .

8. Масса 1 м длины арматурной стали принимается по таблице *приложения Б*, а масса листовой и фасонной стали - по государственным стандартам.

9. Защитный слой бетона принимается согласно п.8.3 [1].или п.8.3.1 [2].

### **3.2 Основные конструктивные требования**

1. Классы бетона и арматуры принимать самостоятельно.

2. Для предварительно напряженных железобетонных конструкций следует предусматривать конструкционный тяжелый бетон средней плотности от  $2200 \text{ кг/м}^3$  до  $2500 \text{ кг/м}^3$  включительно, классы по прочности на сжатие: B20; B25; B30; B35; B40; B45; B50; B55; B60.

3. Для железобетонных конструкций следует предусматривать в качестве напрягаемой арматуры горячекатаную и термомеханически упрочненную периодического профиля классов A600 (A-IV), A800 (A-V) и A1000 (A-VI);

4. В качестве арматуры железобетонных конструкций без предварительного напряжения следует преимущественно применять:

- горячекатаную арматуру класса A-400(A-III) ;
- обыкновенную арматурную проволоку диаметром 3 - 5 мм классов B-500 (B-I) (в сварных сетках и каркасах).
- горячекатаную арматуру классов A-300 (A-II), и A-240 (A-I) в основном для поперечной арматуры линейных элементов, для конструктивной и монтажной арматуры, а также в качестве продольной рабочей арматуры в случаях, когда использование других видов арматуры нецелесообразно или не допускается;
- обыкновенную арматурную проволоку класса B500 (B-I) диаметром 3 - 5 мм для вязанных хомутов балок высотой до 400 мм и колонн;

- горячекатаную арматуру классов А600 (А-IV), А800 (А-V) для продольной рабочей арматуры вязанных каркасов и сеток. Арматура этих классов может использоваться в качестве сжатой арматуры.
- арматуру классов А-400(А-III), А-300 (А-II), и А240 (А-I) рекомендуется применять в виде сварных каркасов и сварных сеток.
- в пустотных плитах рабочую напрягаемую арматуру располагают в каждом ребре или симметрично через ребро строго посередине ребра, т.е. расстояние между ними должно быть не более 400 мм и не более  $1,5h$ , при  $h > 150$  мм
- длина натягиваемого стержня при электромеханическом способе напряжения больше конструктивной длины плиты на  $(0,1 - 0,2)$  м.
- для строповочных (монтажных) петель следует применять горячекатаную арматурную сталь класса А240 (А-I) по ГОСТ 5781 и ТУ 14-2-736 диаметром от 6 до 32 мм
- диаметр стержня монтажной петли рекомендуется принимать в зависимости от массы изделия, приходящейся на 1 петлю по таблице 1

Таблица 1 Таблица подбора диаметра арматуры монтажной петли

Масса на 1 петлю до..., кг	150	300	700	1100	1500	2000	2500	3100	3800	4900	6100	8000
Диаметр арматуры, мм	6	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32

- форма и минимальные значения радиусов загиба крюков, отгибов и других параметров принимают в соответствии с таблицей 2 в миллиметрах;
- высоту проушины петли следует принимать:  
60 мм – при диаметре стержня от 6 до 16 мм;  
80 мм - при диаметре стержня от 18 до 22 мм;  
150 мм - при диаметре стержня от 25 до 32 мм.

Таблица 2 Параметры монтажной петли

Петли	Параметр	Значение параметра				
	$d$	6 - 12	14; 16	18 - 22	25	28; 32
	$R$	30	30	40	60	70
	$r$	20	30	40	60	70
	$a_1$	$3d$				
	$a_2$	$6d$				

- форма монтажной петли для многоячеечной плиты и схема установки показаны в расчете монтажной петли на рисунке 5.

## Раздел 4 АЛГОРИТМ РАСЧЕТА КОНСТРУКТИВНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

### 4.1 РАСЧЕТ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННОЙ МНОГОПУСТОТНОЙ ПЛИТЫ ПЕРЕКРЫТИЯ

Расход железобетона на плиты составляет 65% общего количества, приходящегося на плиты, ригели и колонны. Поэтому требуется применять в строительстве экономичные плиты перекрытия и покрытия. В качестве типовых приняты сборные плиты с круглыми пустотами, которые имеют высоту 220 мм.

Применение в строительных конструкциях высокопрочной арматуры без предварительного напряжения нецелесообразно, т.к. высокие растягивающие напряжения в арматуре и соответствующие деформации в растянутых зонах бетона приводят к появлению трещин значительного раскрытия, большим перемещениям, резкому снижению долговечности. Целью создания предварительно напряженных конструкций является:

- эффективное использование высокопрочной арматуры;
- повышение трещиностойкости ж/б конструкций;
- повышение жесткости ж/б конструкций.

На прочность конструкций предварительное напряжение никакого действия не оказывает, поэтому конструктивная схема, расчетная схема, нагрузки и статический расчет преднапрягаемой плиты основан на исходных данных ненапрягаемой плиты.

#### 4.1.1 Задание

Рассчитать по 1 группе предельных состояний и выполнить конструирование сборной железобетонной предварительно напряженной плиты перекрытия.

Исходные данные:

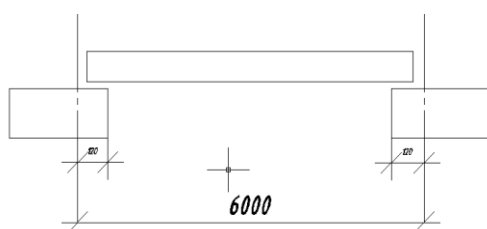
Пролет  $L$  (м)

Размеры плиты номинальные  $L \times B_n$  (м)

Размер опирания на стену  $C$  (мм) (конструкция опирания дана в задании на курсовой проект)

На схеме (рисунок 1) указываются все размеры: длина плиты в осях, конструктивная длина, расчетная длина, длина опирания)

Рисунок 1 Конструктивная схема плиты

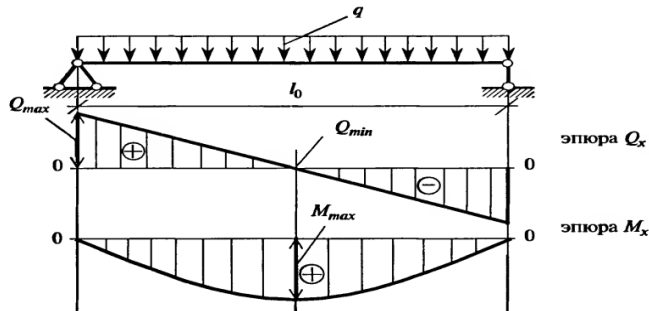


- Длина в осях  $L$
- Конструктивная длина плиты  $l_k = l - 2C$
- Расчетная длина плиты  $l_o = l_k - B/2$

#### 4.1.2 Статический расчет плиты

Плита рассчитывается как однопролетная шарнирно-опертая балка, загруженная равномерно-распределенной нагрузкой (рисунок 2).

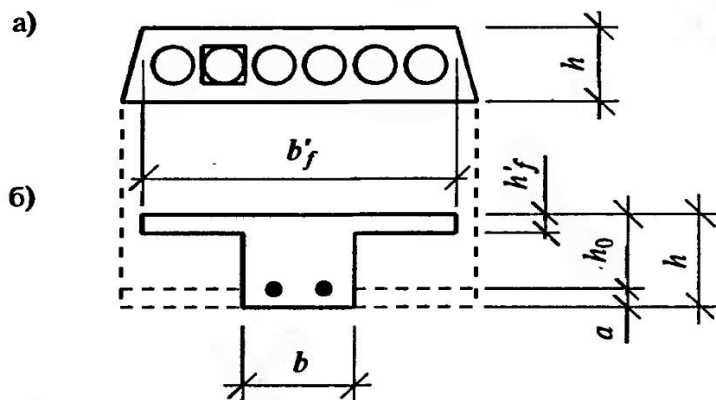
Рисунок 2 Расчетная схема плиты



Составляется расчетное сечение плиты. Для этого мысленно сдвигаем в центр ребра бетон, расположенный между пустотами, т.е. приводится к тавровому сечению (рисунок 3). Свесы в растянутой зоне двутавра можно отбросить, т. к. бетон практически не работает на растяжение. Получаем расчетное тавровое сечение.

Для расчета плита разбивается на нижнюю (под пустотами) и верхнюю (над пустотами) полки.

Рисунок 3 а) поперечное сечение шестипустотной плиты; б) приведённое сечение плиты



- Высота плиты  **$h$**
- Рабочая высота сечения  **$h_0 = h - a$**
- Защитный слой бетона  **$a$**
- Высота сжатой полки  **$h'_f$**
- Расчетная ширина сжатой полки  **$b'_f$**
- Расчетная ширина ребра  **$b = b'_f - n \times d$** , где  $n$  - количество пустот,  $d$  - диаметр пустот
- Конструктивная ширина плиты  **$b_k = bn - 10 \text{ мм}$**

Чертеж выполняется с указанием всех размеров.

### 1. Определение нагрузки на плиту

Полная расчётная нагрузка  $q$  вычисляется на 1 погонный метр плиты при номинальной ширине плиты  $B_n$  при коэффициенте надёжности по назначению  $\gamma_n=1,1$

Подсчет нагрузки на  $1\text{ м}^2$  плиты перекрытия в  $\text{кН/м}^2$  приводится в *приложении В таблица 1*.  
Перевод нагрузки из  $\text{кН/м}^2$  в  $\text{кН/м}$  осуществляется умножением величины нагрузки в  $\text{кН/м}^2$  на номинальную ширину плиты.

### 2. Расчет усилий от полной расчётной нагрузки

Изгибающий момент в середине пролета  $M=q \times l_0^2/8$

Поперечная сила на опорах:  $Q=q \times l_0/2$

### 3. Характеристика прочности бетона и арматуры

Назначают класс бетона, класс рабочей и конструктивной арматуры, вид натяжения арматуры, количество рабочих стержней.

Расчетные сопротивления бетона  $R_b$ ,  $R_{bt}$  - табл 2 [1].

Коэффициент условия работы бетона  $\gamma_{b2}=0,9$ ,  $\gamma_{b1} = 0,9$  – п.2.1.2.3 [1].

Начальный модуль упругости бетона при сжатии и растяжении  $E_b$  - т.4 [1].

Расчетные сопротивления арматуры  $R_s$ ,  $R_{snp}$ ,  $R_{sp}$  - Таблица 7,8 [1].

Модуль упругости арматуры  $E_s$  – п.2.2.2.6 [1].

#### 4.1.3 Предварительное напряжение арматуры

Уровень натяжения арматуры должен быть по возможности более высоким, с целью обеспечения наибольшего эффекта предварительного напряжения и удовлетворять требованиям безопасности проведения арматурных и бетонных работ при изготовлении конструкции.

Рекомендуется назначать величину предварительного напряжения для арматуры A600, A800, A1000

$$\sigma_{sp} \leq 0,9 R_{sn}$$

Расчет потерь предварительного напряжения производится при расчете плиты по 2 группе предельных состояний, т.е. в данном расчете величину потерь предварительного напряжения арматуры производить не нужно.

#### 4.1.4 Расчёт прочности плиты по сечению, нормальному к продольной оси.

Т.к. плита в расчете принята таврового сечения, определяем положение нейтральной оси (н.о) в расчетном сечении:

$$M \leq R_b \times \gamma_{b2} \times b'_f \times h'_f \times (h_0 - 0,5 h'_f) \quad (1)$$

- ✓ Если условие (1) выполняется, то н.о. проходит в полке, следовательно, дальнейший расчет выполняется по следующему алгоритму:

1. Вычисляют коэффициент  $\alpha_m$

$$\alpha_m = M / [R_b \times \gamma_{b2} \times b'_f \times h_0^2]$$

2. Вычисляют относительную высоту сжатой зоны бетона  $\zeta$

$$\zeta = 1 - \sqrt{1 - 2 \alpha_m}$$

3. Рассчитывают требуемую площадь предварительно напряженной рабочей арматуры  $A_{sp}^{треб}$

$$A_{sp}^{треб} = [R_b \times \gamma_{b2} \times b'_f \times h_0 \times \zeta] / [R_{sp} \times \gamma_{s6}]$$

где  $\gamma_{s6}$  - коэффициент условий работы арматуры, учитывающий сопротивление напрягаемой арматуры выше условного предела, вычисляемый по формуле:

$$\gamma_{s6} = \eta - (\eta - 1) (2\xi / \xi_R - 1) \leq \eta$$

где  $\eta$  – коэффициент, принимаемый равным для арматуры классов:

A-IV(A600), Ат-IVC(Ат600С) – 1,2;

A-V(A800), Ат-V(Ат800), В-II, Вр-II(Вр1200...Вр1500), К-7(К1400), К-19(К1500) – 1,15;

A-VI(A1000), Ат-VI(Ат1000) – 1,1.

$\xi_R$  - граничная высота сжатой зоны вычисляется по формуле или по таблице приложения Ж

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{G_{sR}}{500} \left(1 - \frac{\omega}{1.1}\right)}$$

$$\text{где } G_{sR} = R_{sp} + 400 - G_{sp} - \Delta G_{sp}$$

где  $\Delta G_{sp}=0$  – принимается для упрощения;

в знаменателе принято 500 мПа, поскольку  $\gamma_{b2} < 1$ ;

$\omega$  – характеристика сжатой зоны бетона, рассчитывается по формуле:

$$\omega = \alpha - 0,008 \times R_b$$

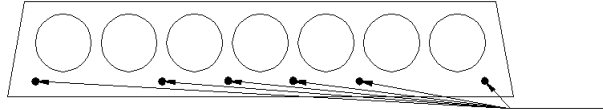
где  $\alpha$  – коэффициент условий работы, для тяжелого бетона принимается 0,85.

4. По сортаменту арматуры (*приложение Б*) подбираем диаметр арматуры при заданном уже количестве стержней и выписываем площадь арматуры исходя из условия

$$A_{sp}^{треб} \leq A_{sp}^{факт}$$

5. На чертеже (рисунок 4) указывается количество рабочих стержней, их диаметр и фактическая площадь

Рисунок 4 Поперечное сечение плиты



- ✓ Если условие (1) не выполняется, то н.о. проходит в ребре, следовательно, дальнейший расчет выполняется по следующему алгоритму:

1. Вычисляют коэффициент  $\alpha_m$

$$\alpha_m = [M - R_b \times \gamma_{b2} \times (b'_f - b) \times h'_f \times (h_0^2 - 0,5 h'_f)] / [R_b \times \gamma_{b2} \times b \times h_0^2] \leq \alpha_R$$

где  $\alpha_R = \xi_R \times (1 - 0,5 \xi_R)$  (формулу для расчета  $\xi_R$  смотри выше)

2. Рассчитывают требуемую площадь предварительно напряженной рабочей арматуры

$$A_{sp}^{треб} = [R_b \times \gamma_{b2} \times b \times h_0 \times \zeta + R_b \times \gamma_{b2} \times (b'_f - b) \times h'_f] / [R_{sp} \times \gamma_{s6}]$$

3. По сортаменту арматуры (*приложение Б*) подбираем диаметр арматуры при заданном уже количестве стержней и выписываем площадь арматуры исходя из условия

$$A_{sp}^{треб} \leq A_{sp}^{факт}$$

4. На чертеже поперечного сечения плиты (рисунок 4) указывается количество рабочих стержней, их диаметр и фактическая площадь.

#### 4.1.5 Проверка прочности по нормальному сечению

1. Проверяется условие

$$R_{sp} \times \gamma_{s6} \times A_{sp}^{факт} \leq R_b \times \gamma_{b2} \times b'_f \times h'_f \quad (2)$$

- ✓ Если условие (2) выполняется, то высота сжатой зоны  $X$  определяется по формуле:

$$X = [R_{sp} \times \gamma_{s6} \times A_{sp}^{факт}] / [R_b \times \gamma_{b2} \times b'_f]$$

2. Несущая способность сечения  $M_{сеч}$  вычисляется по формуле:

$$M_{сеч} = R_b \times \gamma_{b2} \times b'_f \times X \times (h_0 - 0,5 X)$$



3. При  $M_{сеч} \geq M$  прочность сечения обеспечена

- ✓ Если условие (2) не выполняется, то граница сжатой зоны  $X$  проходит в ребре и высота сжатой зоны  $X$  определяется по следующей формуле :

$$X = [R_{sp} \times \gamma_{s6} \times A_{sp}^{факт} - R_b \times \gamma_{b2} \times (b'_f - b) \times h'_f] / [R_b \times \gamma_{b2} \times b]$$

4. Вычисляется граничная высота сжатой зоны бетона  $X_R$ :

$$X_R = \xi_R \times h_0$$

Если  $X > X_R$ , то принимается  $X = X_R$

5. Вычисляется несущая способность сечения  $M_{сеч}$ :

$$M_{сеч} = R_b \times \gamma_{b2} \times (b'_f - b) \times h'_f \times (h_0 - 0,5 h'_f) + R_b \times \gamma_{b2} \times b \times X \times (h_0 - 0,5 X)$$

6. При  $M_{сеч} \geq M$  прочность сечения обеспечена

#### 4.1.6 Расчёт прочности по сечению, наклонному к продольной оси.

Необходимость данного расчета определяется условием:

$$Q \leq \varphi_{b3} \times R_{bt} \times \gamma_{b1} \times b \times h_0 \quad (3)$$

где  $\varphi_{b3}$  – коэффициент, для тяжелого бетона принимается равным 0,6

Правая часть неравенства – это минимальная несущая способность бетонного сечения на восприятие поперечной силы.

Если условие (3) выполняется, то поперечная арматура устанавливается без расчета в соответствии с конструктивными требованиями.

Если условие (3) не выполняется, то поперечная арматура определяется расчетом. Для этого предварительно назначается диаметр  $ds_w$  и класс поперечной арматуры из конструктивных требований.

Расчет предварительно напряженных изгибаемых элементов по наклонному сечению производят из условия:

$$Q \leq Q_b + Q_{sw} \quad (4)$$

где  $Q$  - поперечная сила в наклонном сечении;

$Q_b$  - поперечная сила, воспринимаемая бетоном в наклонном сечении, определяют по формуле:

$$Q_b = \varphi_{b2} \times R_{bt} \times \gamma_{b1} \times b \times h_0 / C, \text{ но}$$

принимают не более  $2,5 \times \gamma_{b1} \times R_{bt} \times b \times h_0$  и не менее  $0,5 \times \gamma_{b1} \times R_{bt} \times b \times \varphi \times h_0$ ;

$\varphi_{b2}$  - коэффициент, принимаемый равным 1,5

$Q_{sw}$  - поперечная сила, воспринимаемая поперечной арматурой в наклонном сечении, определяют по формуле;

$$Q_{sw} = q_{sw} \times \varphi_{sw} \times C$$

где  $\varphi_{sw}$  – коэффициент, принимаемый равным 0,75;

$C$  - длина проекции наклонного сечения, принимается не более  $2h_0$

$q_{sw}$  – усилие в поперечной арматуре на единицу длины элемента

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{S_w}$$

где  $A_{sw}$  - площадь одного стержня принятого диаметра (*приложение Б*)

$S_w$  - шаг хомутов, назначается из условия  $S_w \leq 0,5h_0$

- ✓ Если условие (4) выполнилось, следовательно, прочность наклонного сечения обеспечено.
- ✓ Если условие (4) не выполнилось, следовательно, прочность наклонного сечения не обеспечено. Необходимо изменить диаметр или класс поперечной арматуры и произвести расчет по наклонному сечению заново.

#### 4.1.7 Расчет монтажной петли.

В плите устанавливаются четыре монтажные петли (рисунок 5) над первыми или вторыми от края пустотами. Для определения диаметра петли вес плиты делят на три монтажные петли, закладывая в расчете возможность обрыва одной петли в процессе монтажа. По массе на одну петлю по таблице 1 определяют диаметр петли. Класс арматуры монтажных петель А240.

При расчете элементов сборных конструкций на воздействие усилий, возникающих при их подъеме, транспортировании и монтаже, нагрузку от массы элементов следует принимать с коэффициентом динамичности  $\gamma_d$ , равным:

1,60 - при транспортировании,

1,40 - при подъеме и монтаже.

Определение массы на 1 петлю:  $G \times \gamma_d / 3$

где  $G$  – вес плиты

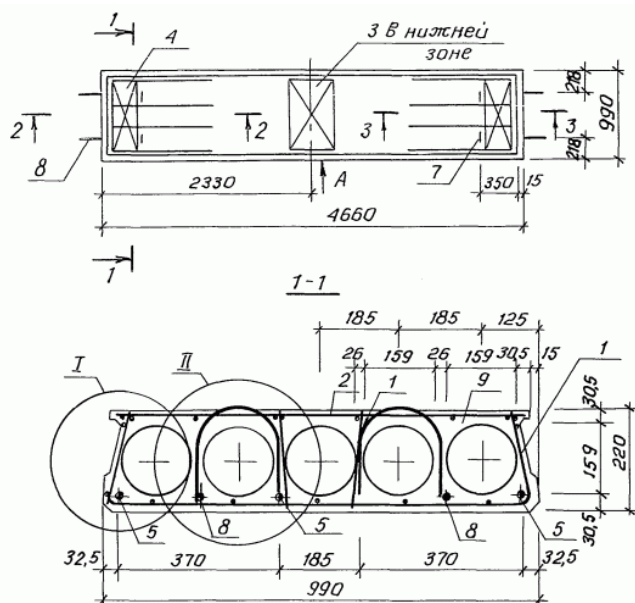
$\gamma_d$  – коэффициент динамичности

Рисунок 5 Схема расположения петли в многопустотной плите перекрытия (армирование плиты условно не показано)



#### 4.1.8 Конструирование преднапряженной многопустотной плиты

Рисунок 6 Пример конструирования многопустотной преднапряженной плиты



- 1– каркас КР-1
- 2– сетка С-1
- 3– сетка С-3
- 4– сетка С-2
- 5– напрягаемая продольная арматура
- 7– монтажная петля
- 8– выпуски преднапряженной арматуры
- 9 – верхняя бетонная полка

Сетка С-1 располагается в верхней полке. Длина сетки равна длине плиты минус 50 мм. Ширина сетки меньше ширины сжатой полки на 20–30 мм. Шаг стержней в сетке 200×200. Диаметр стержней 3 мм В500 (В<sub>р</sub>-1).

Сетка С-2 располагается в нижней полке в торцовых частях. Она предназначена для усиления торцов крайних продольных ребер при передаче усилия предварительного напряжения. Принимается конструктивно, и должна охватывать крайние продольные напрягаемые стержни.

Длина сетки в согнутом состоянии равна длине сетки С-1. Длина сетки в развернутом положении рассчитывается с учетом высоты ребра. Ширина сетки 350-400мм. Диаметр стержней 4мм В500 (В<sub>р</sub>-1). Шаг стержней 50-100мм.

Сетка С-3 предназначена для уменьшения ширины раскрытия трещин в средней части пролета. Принимается конструктивно. Ширина сетки 600 мм. Длина сетки меньше ширины плиты на 20–30 мм. Диаметр стержней 4мм В500 (В<sub>р</sub>-1). Шаг стержней 50-100мм.

На приопорных участках плиты устанавливается каркасы КР-1 симметрично через 1 или 2 пустоты длиной, равной  $1/4$  продольного размера плиты с поперечной рабочей арматурой. Диаметр стержней принимается из расчета.

## **4.2 РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ КОЛОННЫ 1 ЭТАЖА**

В центрально сжатых элементах линия действия продольной силы  $N$  совпадает с центральной осью элемента, поэтому усилия распределяются более равномерно по сечению.

Во внецентренно сжатых конструкциях продольная сила действует со смещением относительно центральной оси элемента (с эксцентриситетом –  $e_0$ ), что равносильно одновременному приложению продольной силы  $N$  и изгибающего момента  $M$ . При этом эксцентриситет продольной силы будет равен отношению  $e_0=M/N$ .

Таким образом, центральное сжатие более выгодно, поскольку конструкция менее напряжена.

Однако в реальной практике довольно сложно добиться состояния центрального сжатия конструкций. Незначительные эксцентриситеты имеют место быть и в таких конструкциях. Поэтому центрально сжатые элементы принято называть **сжатыми элементами со случайным эксцентриситетом**, с учетом ряда условий:

- на колонну действует нагрузка, приложенная со случайным эксцентриситетом;
- колонны прямоугольного сечения или квадратные;
- продольное армирование выполняется стержнями арматуры, расположенными по углам сечения;
- отношение расчетной длины колонны  $l_0$  к меньшей стороне сечения  $h$  не превышает 20 т.е.  $l_0/h \leq 20$ ;
- процент армирования  $\mu$  – отношение площади поперечного сечения арматуры к площади сечения колонны;
- Оптимальный процент армирования – отношение площади поперечного сечения арматуры к площади сечения колонны  $\mu$  находится в пределах 0,4-3%.

### **4.2.1 Задание**

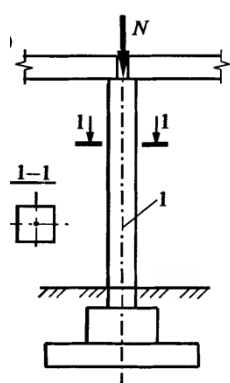
Рассчитать по 1 группе предельных состояний и выполнить конструирование сборной железобетонной колонны 1 этажа среднего ряда.

Исходные данные:

Пролет  $L$  (м), шаг колонн  $B$  (м), высота этажа  $H_{эт}$  (м), количество этажей, вариант расчетной схемы

Выполняется чертеж конструктивной схемы колонны (рисунок 7)

Рисунок 7 Конструктивная схема колонны



1 – ось колонны

Сила N приложена с эксцентриситетом в пределах сечения

#### 4.2.2 Статический расчет колонны

Расчетная схема колонны принимается по таблице 3 в зависимости от конструктивного решения здания.

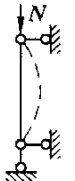
Если здание без подвала, то колонна первого этажа частично закреплена в фундаменте и шарнирно опирается в уровне перекрытия (точнее, в уровне низа ригеля, который приварен к консоли колонны и препятствует деформированию колонны). В этом случае значение расчетной длины колонны равняется  $l_0 = 0.7H_1$ , где  $H_1$  – расстояние от низа ригеля первого этажа до верхнего обреза фундамента, то есть  $H_1 = H_{эт} + 0,15 - h_{риг} - h_{пл}$ .

Если в здании предусматривается подвал, то колонна первого этажа опирается на колонну подвала, и имеет шарнирное закрепление в уровне низа обоих перекрытий, которые с ней граничат. Тогда расчетная длина колонны в этом варианте здания имеет значение:  $l_0 = H_{эт}$ .

Обучающемуся на этом этапе надлежит принять решение о наличии или отсутствии подвала в своем здании и подсчитать соответствующее значение гибкости.

Но нужно запомнить, что принятое здесь решение влияет на конструктивное решение колонны при выполнении ее чертежа. А именно: чтобы выполнить стыки смежных колонн, нужно иметь нижнюю и верхнюю металлические закладные детали (это касается промежуточных по высоте здания колонн). Если же колонна первого этажа устанавливается в фундамент (то есть здание без подвала), тогда такой закладной детали в ее нижней части не следует предусматривать. Следовательно, это обстоятельство нужно учесть при разработке рабочего чертежа колонны.

Таблица 3 Коэффициент  $\mu$  для расчета длины колонны

Схема закрепления колонны (стойки) и вид нагрузки		
$\mu$	1,0	0,7

Расчет конструктивной длины колонны (для здания без подвала)

$$l_k = 0,6 + 0,45 + H_{ЭГ} - h_{\text{ригеля}} - h_{\text{плиты}}$$

где 0,6 – глубина заделки в стакан фундамента

0,45 – расстояние от нулевой отметки до обреза фундамента

#### 4.2.3 Определение расчетной продольной силы в колонне первого этажа

Таблица для сбора нагрузки на колонну 1 этажа  $q$  приводится в *приложении В таблица 2*.

На одну колонну многоэтажного здания приходится внешняя нагрузка с площади  $L \times B$ , которая называется *грузовой площадью*. Тогда полная расчетная продольная сила  $N$  в опорном сечении колонны первого этажа от всех расположенных выше этажей может быть вычислена как:

$$N = q \times L \times B$$

где  $q$  - полная расчетная нагрузка ( $\text{кН}/\text{м}^2$ )

$L \times B$  – грузовая площадь или сетка колонн (м);

#### 4.2.4 Характеристика прочности бетона и арматуры

Назначают класс бетона, класс рабочей и конструктивной арматуры.

Расчетные сопротивления бетона  $R_b$ , - Таблица 5. 2 [2]

Коэффициент условия работы бетона  $\gamma_{b2}=0,9$ . – п.5.1.10 [2].

Расчетные сопротивления арматуры  $R_s$ , - Таблица 5.8 [2].

Расчетные сопротивления арматуры  $R_{sc}$ , - Таблица 5.8 [2].

#### 4.2.5 Подбор сечения колонны

Подбор сечения колонны выполняется в том случае, если размеры сечения не заданы.

Расчет выполняется по следующему алгоритму:

А) Вычисляют требуемую площадь поперечного сечения колонны  $A_{\text{треб}}$

$$A_{\text{треб}} = N_{\text{полн}} / [\varphi (R_b \times \gamma_{b2} + \mu \times R_{sc})]$$

где  $\varphi$  - коэффициент продольного изгиба, в первом приближении принимается равным 1;

$\mu$  - коэффициент армирования, принимается в первом приближении 0,01;

$R_{sc}$  - расчетное сопротивление арматуры

Б) Сечение колонны принимают квадратной формы. Рекомендуемые размеры стороны сечения колонны

$$b = h = \sqrt{A_{\text{треб}}}$$

В) Принимают размеры стороны колонны  $b \times h$  исходя из условия - размеры сечения колонны до 500 мм принимаются кратными 50 мм, далее кратными 100 мм. Сечение следует принимать не менее 250 мм.

Г) принимаются окончательные размеры сечения колонны и вычисляется фактическая площадь сечения колонны  $A_{\text{кол}}$ .

#### 4.2.6 Подбор площади рабочей арматуры

Площадь продольной рабочей арматуры определяется по следующему алгоритму:

А) Определяют требуемую площадь поперечного сечения рабочей арматуры  $As^{TP}$

$$As^{TP} = [N / \varphi - (A_{\text{кол}} \times R_b \times \gamma_{b2})] / R_{sc}$$

где  $\varphi$  - коэффициент продольного изгиба, вычисляемый по формуле

$$\varphi = \varphi_b + 2(\varphi_{sb} - \varphi_b) \times \alpha_s \leq \varphi_{sb} \quad (5)$$

где  $\varphi_b$ ,  $\varphi_{sb}$  - коэффициенты, определяемые по таблице 4 в зависимости от отношения постоянной нагрузки  $N_1$  к полной нагрузке  $N$ , используя метод интерполяции;

$\alpha_s$  - коэффициент, определяемый по формуле

$$\alpha_s = \frac{R_s A_s}{\gamma_{b2} R_b A_b}$$

Если условие (5) не выполняется, то принимают  $\varphi = \varphi_{sb}$ .

Б) Если в результате расчета  $As^{TP}$  получается отрицательное значение, то это говорит о том, что бетон без арматуры справляется с нагрузкой. В этом случае необходимо уменьшить размеры сечения колонны или задаться менее прочными характеристиками материалов и заново произвести расчет. Также возможна



постановка арматуры конструктивно без каких либо изменений, но диаметр арматуры должен быть не менее 16мм.

Если результат получен положительный, то переходят к следующему пункту расчета.

Таблица 4 Значения коэффициентов  $\varphi_b$ ,  $\varphi_{sb}$

**Значения коэффициентов  $\varphi_b$  и  $\varphi_{sb}$**

$M_i/N$	$l_0/h$							
	6	8	10	12	14	16	18	20
	Коэффициент $\varphi_b$							
0	0,93	0,92	0,91	0,90	0,89	0,86	0,83	0,80
0,5	0,92	0,91	0,90	0,88	0,85	0,81	0,78	0,65
1	0,92	0,91	0,89	0,86	0,81	0,74	0,63	0,55

$M_i/N$	$l_0/h$							
	6	8	10	12	14	16	18	20
	Коэффициент $\varphi_{sb}$							
0	0,93	0,92	0,91	0,90	0,89	0,87	0,84	0,81
0,5	0,92	0,92	0,91	0,90	0,87	0,84	0,80	0,75
1	0,92	0,91	0,90	0,88	0,86	0,82	0,77	0,70

В) по сортаменту арматуры (*приложение Б*) подбирают количество, диаметр и фактическую площадь арматуры  $A_s^{\text{факт}}$ , соблюдая условие  $A_s^{\text{факт}} \geq A_s^{\text{тр}}$

Г) определяют процент армирования

$$A_s^{\text{факт}} / A_b \times 100\% < 3\%$$

Д) проводят расчет поперечной арматуры

- Определяют шаг поперечных стержней в сварных каркасах  $S \leq 20d$ , но не более 500 мм, где  $d$  – диаметр рабочей арматуры

- Шаг хомутов принимается кратно 5 см в меньшую сторону

- Диаметр хомутов принимается по таблице свариваемости стержней (*приложение Г*)

$$d_{sw} \geq 0,25 d \text{ (не менее 5 мм)}$$

- Для поперечных стержней принимают арматуру класса A240 (AI).

#### 4.2.7 Расчет прочности колонны

Условие прочности для центрально-сжатых железобетонных колонн имеет вид:

$$N \leq \varphi \times R_b \times \gamma_{b2} \times A_{\text{кол}} \quad (6)$$

где  $\varphi$  – коэффициент продольного изгиба, определяемый по таблице 5, используя метод интерполяции

Таблица 5 Значения коэффициента  $\varphi$ , зависящие от гибкости элемента  $\lambda$

$\lambda =$ $L_0/h$	6	7	8	9	10	11	12	13
$\varphi$	0,92	0,915	0,91	0,905	0,9	0,886	0,872	0,858
Продолжение таблицы								
$\lambda =$ $L_0/h$	14	15	16	17	18	19	20	
$\varphi$	0,844	0,83	0,804	0,778	0,752	0,726	0,7	

Если условие (6) выполняется, то прочность колонны обеспечена.

#### 4.2.8 Конструирование колонны

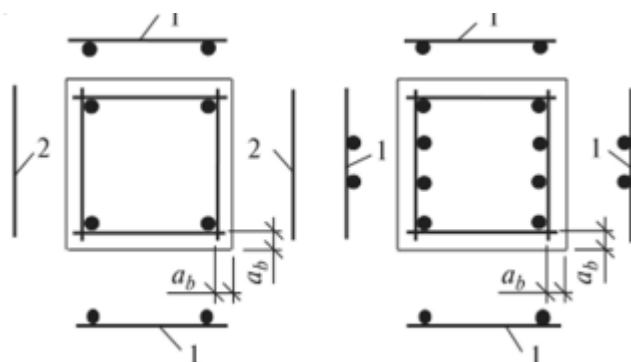
Размеры сечения колонн следует принимать не менее 250 мм, и они назначаются кратными 50 мм при размерах стороны сечения до 500 мм и кратными 100 мм при размерах стороны сечения больше 500 мм.

Правила установки арматуры в колонны и проектирования каркасов:

- а) стержни продольной арматуры располагаются у граней колонны с защитным слоем бетона не менее 20 мм и не менее их диаметра; поперечная арматура с защитным слоем не менее 15 мм и не менее ее диаметра;
- б) для свободной укладки в формы концы продольной арматуры не должны доходить до грани торца колонны на 10 мм при ее длине до 9 м и на 15 мм при длине до 12 м. Но если в оголовке колонны предусмотрена закладная деталь для опирания вышележащих конструкций, то продольный стержень арматуры не должен доходить до этой закладной детали не менее чем на 10 мм;
- в) при сечении колонны до 400х400 мм можно ставить 4 стержня продольной арматуры, располагая их по углам колонны, при больших размерах сечения расстояния между осями продольных стержней не должны превышать 400 мм;

г) плоские арматурные каркасы перед постановкой в опалубку объединяются в пространственные каркасы при помощи соединительных стержней согласно рисунка 8 и рисунка 9;

Рисунок 8 Армирование колонн сварными каркасами

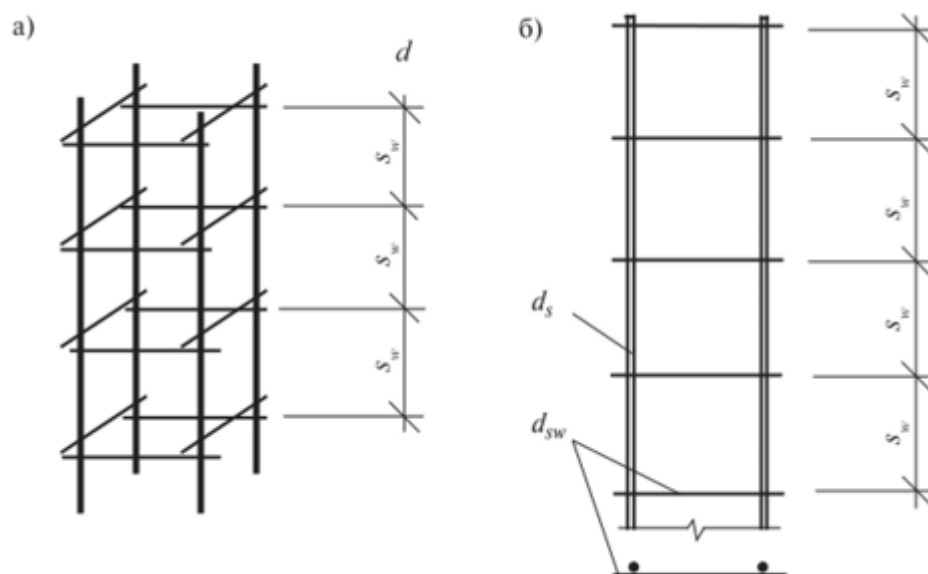


1- плоский каркас

2- соединительные стержни

$a_b$  - защитный слой бетона продольной арматуры

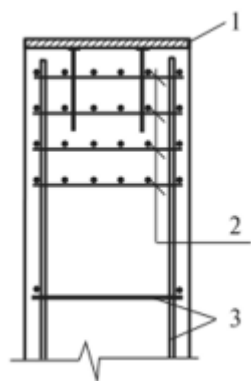
Рисунок 9 Постановка поперечных стержней в каркасах:



а) объемный каркас; б) плоский каркас;  $d_s$  — диаметр продольных стержней арматуры;  $d_{sw}$  — диаметр поперечных стержней;  $s_w$  — шаг поперечных стержней

д) для восприятия сосредоточенных нагрузок от балок или ферм верхняя часть колонны (оголовки) дополнительно армируется горизонтальными сетками (не менее 4-х) согласно рисунка 10.

Рисунок10 Армирование оголовка колонны



- 1 — закладная деталь;
- 2 — арматурные сетки;
- 3 — каркас колонны

е) Для транспортирования, складирования и монтажа в сборных железобетонных колоннах предусматриваются монтажные петли или одно отверстие .

Расстояние от края колонны до монтажных петель или монтажного отверстия принимается от  $1/5$  до  $1/8$  длины колонны.

### **4.3 РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ БАЛКИ**

Железобетонные изгибаемые элементы достаточно часто встречаются при проектировании строительных конструкций. Это – балки покрытий, ригели перекрытий, перемычки. Железобетонные балки перекрытия являются самыми распространёнными типами опор. Они способствуют правильному и равномерному распределению нагрузки от сооружения, это обеспечивает долговечность и надёжность постройки. Наибольший спрос на балки прямоугольного сечения, размеры которых подбираются расчетом. Главное условие, чтобы размеры ж/б балки перекрытия полностью соответствовали нормативам, описанным в ГОСТ. Балка рассчитывается по 1 группе предельных состояний.

В курсовом проекте выполняется расчет балки прямоугольного сечения.

#### **4.3.1 Задание**

Рассчитать по 1 группе предельных состояний и выполнить конструирование сборной железобетонной балки прямоугольного сечения. Балка однопролетная, свободно опертая, нагруженная равномерно распределенной нагрузкой. Выполнить конструирование балки.

Исходные данные:

Пролет  $L$  (м) , Шаг балок  $B$  (м) , конструкция опирания балки

В зависимости от типа опирания выбирается метод расчета. Рассмотрим основные типы опор железобетонных балок на несущие конструкции.

- Шарнирный тип опирания.

Таковым считается случай, когда в проектное положение устанавливают предварительно изготовленную железобетонную балку. При этом конструкцией не предусмотрены никакие закладные детали для последующего жесткого соединения с конструктивными элементами здания. Как правило, при таком типе опирания ширина плоскости опирания на несущие конструкции (стены, колонны) не превышает 20 см.

- Жестко защемленная балка.

Чтобы считать балку жестко защемленной на концах, условия должны быть следующими: балка бетонируется одновременно с прилегающими конструкциями в составе монолитной стены, в ее конструкции имеются закладные детали для последующего жесткого соединения с остальными конструктивными элементами. При бетонировании создает монолитные узлы соединений конструкций.

- Многопролетное опирание.

При необходимости перекрыть несколько последовательно расположенных пролетов опирание балки выполняется на несколько опорных конструкций (колонны, простенки между окон). Такое опирание рассчитывается как многопролетное в случае, если опоры

шарнирные). Если опоры жесткие, то расчет ведется по каждому отдельному пролету, как по самостоятельной балке.

- Консольное опирание.

Речь о таком типе опирания ведется, когда один или оба конца балки не имеют опор, а так же при отступе опор от концов на некоторое расстояние (свес с опоры). Например: часть плиты перекрытия выпущена за пределы стены в виде козырька. Такую плиту можно рассматривать балкой с консольной опорой.

Условия, при которых опору можно считать жесткой защемленной, а не шарнирной:

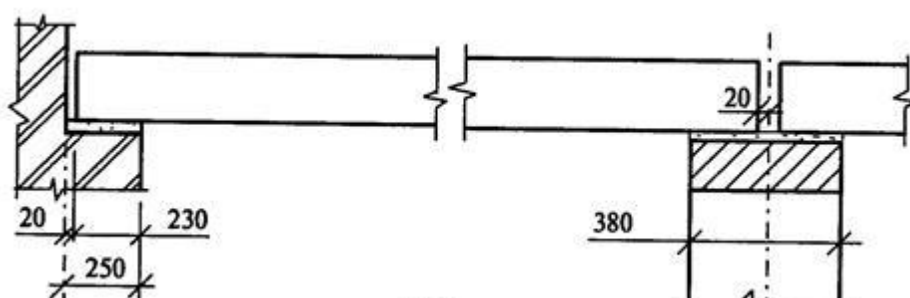
- Балка бетонируется заодно со стеной (или колонной);
- В балке предусмотрены закладные детали по верхнему поясу.

В остальных случаях - шарнирная опора.

Конструктивная схема опирания балки дана в *приложении Д*.

В качестве примера на рисунке 11 приведена конструктивная схема опирания балки на кирпичные стены.

Рисунок 11 Конструктивная схема опирания балки на кирпичные стены



На основании конструктивной схемы необходимо определить размеры длины балки: конструктивную длину  $l_k$  и расчетную длину  $l_0$ .

#### 4.3.2 Характеристика прочности бетона и арматуры

Назначают класс бетона, класс рабочей и конструктивной арматуры.

Расчетные сопротивления бетона  $R_b$ ,  $R_{bt}$  - Таблица 5. 2 [2].

Коэффициенты условия работы бетона  $\gamma_{b2}=0,9$ ,  $\gamma_{b1} = 0,9$  – п.5.1.10 [2].

Расчетные сопротивления арматуры  $R_s$  , - Таблица 5.8 [2].

Расчетные сопротивления арматуры  $R_{sc}$  , - Таблица 5.8 [2].

$E_s$ - модуль упругости арматуры.  $E_s = 2,0 \cdot 10^5$  МПа п.5.2.10 [2].

$E_b$ - модуль упругости бетона естественного твердения  $E_b = 32500$  МПа т.5.4 [2].

### 4.3.3 Определение размеров сечения балки

Минимальная высота сечения балки  $h_{\min}$  должна быть не менее  $1/20$  перекрываемого пролета. В целях унификации ширина балок принимают 100, 120, 150, 180, 250 и далее кратно 50 мм.

Задаемся произвольно:

- шириной сечения балки  $b$

и

- рекомендуемым значением  $\xi = 0,3$  (рекомендуемые значения  $\xi$  от 0,25 до 0,4),

тогда по таблице приложения E определяем коэффициент  $\alpha_m$  по значению  $\xi$ .

Требуемая рабочая высота сечения балки  $h_0$  определяется по формуле:

$$h_0 = \sqrt{M / [\alpha_m \times R_b \times \gamma_{b2} \times b]}$$

Полная высота сечения балки  $h$  определяется по формуле

$$h = h_0 + a$$

$a$  – защитный слой бетона, принимается:

- для балок при однорядном армировании и высоте балки до 600 мм от 3 до 5 см;

- для балок высотой  $\geq 600$  мм и при расположении рабочей арматуры в два ряда – от 5 до 7 см.

Унифицированная высота сечения балки назначается кратной 5 см до высоты 50 см и кратной 10 см при большей высоте.

Проверяем условие  $h \geq h_{\min}$

Окончательно принимаем размеры сечения балки  $b \times h$

Проверяем выполнение условия  $h / b$ , оно должно быть в пределах от 2 до 4.

Если условие не выполняется, то следует изменить ширину сечения и выполнить расчет подбора сечения заново.

Если условие выполняется, то приступают к дальнейшему расчету балки.

### 4.3.4 Статический расчет

1. Расчетная схема балки изображается в зависимости от опирания балки согласно рисункам 12 и 13.

Рисунок 12 Расчетная схема для шарнирного опирания.

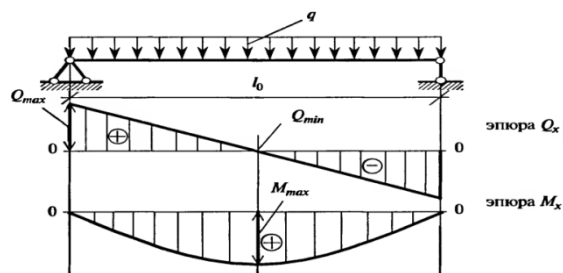
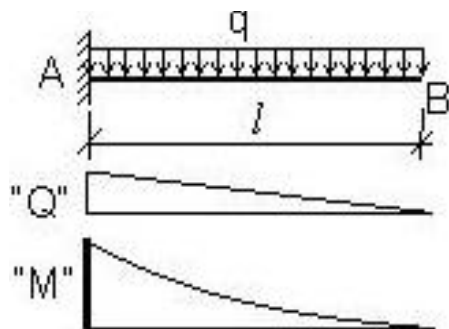


Рисунок 13 Расчетная схема для консольной балки



## 2. Расчет нагрузки

От тщательности сбора и расчета нагрузок на балку зависит конструктивная надежность сооружения.

Полная величина нагрузки определяется как сумма постоянной и временной расчётных нагрузок. Для получения расчётных нагрузок нужно нормативное значение нагрузки умножить на коэффициент надёжности по нагрузке, определяемый по таблице [3].

Таблица по сбору нагрузки на балку **q** дана в *приложении В* *таблица 3*.

Единицей измерения для распределенной нагрузки принято отношение кгс/м<sup>2</sup>, однако, при расчетах сборных железобетонных балок для перекрытия значение распределенной нагрузки принимается на метр погонный (м.п.). Чтобы перейти от метров квадратных к погонным, значение распределенной нагрузки умножим на показатель расстояния между балками перекрытия (их осями).

Данные для сбора нагрузки:

- Вес сборных плит высотой 220 мм 310 кг/м<sup>2</sup>
- Объемный вес бетона 2500 кг/м<sup>3</sup>

## 3. Внутренние усилия в балке

Изгибающий момент в середине пролета  $M = q \times l_0^2 / 8$

Поперечная сила на опорах:  $Q = q \times l_0 / 2$



#### 4.3.5 Расчет балки по нормальному сечению (расчет продольной арматуры)

Порядок расчета:

1. Рабочая высота подобранного сечения балки  $h_0 = h - a$
2. Уточняем коэффициент  $\alpha_m$  для подобранного сечения балки

$$\alpha_m = M / R_b \times \gamma_{b2} \times b \times h_0^2$$

3. Проверяем условие  $\alpha_m \leq \alpha_R$  (7)

Дальнейший расчет производится по следующему алгоритму, приведенному в таблице 6.

Таблица 6 Алгоритм расчета по условию (7)  $\alpha_m \leq \alpha_R$

Если условие (7) выполняется, т.е. $\alpha_m \leq \alpha_R$		Если условие (7) не выполняется, т.е. $\alpha_m > \alpha_R$	
Арматура ставится только в растянутой зоне бетона (сечение с одиночной арматурой)		Арматура ставится и в растянутой зоне бетона, и в сжатой зоне (сечение с двойной арматурой)	
4	По таблице (приложения Е) определяют $\eta$ , применяя метод интерполяции	4	Вычисляют площадь сжатой арматуры $A_{sc}^{тр\epsilon б} = [M - R_b \times \gamma_{b2} \times b \times h_0^2 \times \alpha_R] / R_{sc} \times (h_0 - a')$ где $a'$ - защитный слой бетона в сжатой зоне $a' = a$
5	Вычисляют требуемую площадь поперечного сечения арматуры $A_s^{тр\epsilon б} = M / R_s \times \eta \times h_0$ где $\alpha_R$ – граничное (предельное) значение коэффициента $\alpha_m$ . Принимается по таблице (приложение Ж)	5	Вычисляют площадь растянутой арматуры $A_s^{тр\epsilon б} = [\xi_R \times R_b \times \gamma_{b2} \times b \times h_0^2 \times \alpha_R + R_{sc} \times A_{sc}^{тр\epsilon б}] / R_s$ где $\xi_R$ – предельное значение относительной высоты сжатой зоны бетона, таблица (приложение Ж)
6	По сортаменту арматуры (приложение Б) подбирают количество стержней, диаметр рабочей арматуры и выписывают площадь арматуры исходя из условия : $A_s^{тр\epsilon б} \leq A_s^{факт}$	6	По сортаменту арматуры (приложение Б) подбирают количество стержней, диаметр рабочей арматуры как сжатой, так и растянутой и выписывают площадь арматуры исходя из условия : $A_s^{тр\epsilon б} \leq A_s^{факт}$ $A_{sc}^{тр\epsilon б} \leq A_{sc}^{факт}$
Разница площадей, т.е. $A_s^{факт} - A_s^{тр\epsilon б}$ должна быть в пределах 5 – 7%. Разница площадей, т.е. $A_{sc}^{факт} - A_{sc}^{тр\epsilon б}$ должна быть в пределах 5 – 7%.			
Количество стержней желательно принимать 2, 3, 4, 6 с учетом постановки 2х или 3х каркасов.			

#### 4.3.6 Расчет балки по наклонному сечению (расчет поперечной арматуры)

По таблице «Таблица свариваемости стержней в каркасах» (приложение Г) подбирается диаметр поперечной арматуры.

Класс поперечной арматуры А240.

Проверяем необходимость поперечной арматуры по условию

$$Q < \varphi_{b3} \times R_{bt} \times \gamma_{b1} \times b \times h_0 \quad (8)$$

где  $\varphi_{b3}$  – коэффициент, зависящий от вида бетона, для тяжелого бетона принимается = 0,6

Если условие (8) выполняется, то поперечная арматура по расчету не требуется, она ставится конструктивно.

Если условие (8) не выполняется, то в элементе возникают наклонные трещины и его прочность по наклонному сечению должна быть обеспечена арматурой, поставленной по расчёту. Расчет производится по следующему алгоритму.

##### 1. Рассчитываются шаги поперечной арматуры

На приопорном участке каркаса, длина которого составляет  $\frac{1}{4}$  от общей длины пролета, расстояние между поперечной арматурой должно быть:

а) при высоте балки не более 450 мм -  $S_1 = 0,5h$  и не более 150 мм.

б) при высоте более 450 мм -  $S_1 = 1/3h$  и не более 500 мм.

В средней части каркаса при высоте балок более 300 мм шаг поперечной арматуры может быть увеличен

$$S_2 = 3/4h \text{ и не более 500 мм.}$$

Определяем максимальный шаг хомутов, чтобы сравнить с расчетным значением

$$S_{max} = [0,75 \times h_0^2 \times \varphi_{b2} \times R_{bt} \times \gamma_{b1} \times b] / Q$$

- для тяжелого бетона  $\varphi_{b2} = 2$ ;

##### 2. Проверяем условие, обеспечивающее прочность сжатого бетона с поперечной арматурой между наклонными трещинами

$$Q < 0,3 \times \gamma_{w1} \times \gamma_{b1} \times R_b \times \gamma_{b2} \times b \times h_0 \quad (9)$$

где  $\gamma_{w1}$  - коэффициент влияния поперечной арматуры, рассчитывается по формуле:

$$\gamma_{w1} = 1 + [5 \times A_{sw} \times \alpha] / [b \times S_1]$$

где  $A_{sw}$  - площадь поперечного сечения одного поперечного стержня.

$\alpha$ - отношение модулей упругости арматуры и деформации бетона

$$\alpha = E_s / E_b$$

где  $\gamma_{b1}$  - коэффициент, учитывающий прочность бетона

$$\gamma_{b1} = 1 - 0,01 \times R_b \times \gamma_{b2}$$

Если условие (9) выполняется - прочность бетона между трещинами достаточна.

Если условие (9) не выполняется – необходимо изменить поперечную арматуру и еще раз проверить условие.

3. Вычисляем усилие в поперечных стержнях на единицу длины элемента

$$Q_{sw} = [R_{sw} \times A_{sw} \times n] / S_1$$

где  $R_{sw}$ - расчетное сопротивление поперечной арматуры (хомутов) при расчете на поперечную силу.

n- число ветвей поперечных стержней или хомутов в одном сечении (принимается равным 2)

4. Проверяем прочность наклонного сечения

$$Q < \phi_{b2} \times \sqrt{[2 \times Q_{sw} \times R_{bt} \times \gamma_{b1} \times b \times h_0^2]}$$

ВЫВОД: Условие выполняется, прочность наклонного сечения по поперечной силе при принятом диаметре и шаге поперечных стержней (хомутов) обеспечена.

#### 4.3.7 Конструирование балки

Арматура балки объединяется в пространственный каркас КП. Он состоит из двух плоских каркасов КР – 1, соединительных стержнями. Плоские каркасы состоят из рабочей и поперечной арматуры. Число плоских каркасов в сечении балки принимают в зависимости от её ширины. При ширине сечения 100 мм или 150 мм устанавливают один каркас. При большей ширине устанавливают 2 и более каркасов.

Расстояние между продольными стержнями в растянутой зоне принимают не менее диаметра арматуры или не менее 25 мм, а в сжатой зоне не менее 30 мм. При расположении продольной арматуры по высоте сечения более чем в два ряда, расстояние по горизонтали между продольными стержнями верхних (над вторым рядом) рядов должно быть не менее 50 мм.

Продольную рабочую арматуру назначают из стержней одинакового диаметра, но допускается из стержней двух разных диаметров. При этом стержни большего диаметра размещают в первом ряду или в углах сечения. Рабочую продольную арматуру размещают по возможности равномерно по ширине поперечного сечения балки. Особо следует избегать

шахматного размещения стержней верхнего ряда относительно нижнего, в связи с тем, что при этом труднее достигнуть тщательного заполнения бетонной смесью промежутков между стержнями.

Количество и диаметр рабочей арматуры определён расчетом. При этом по конструктивным требованиям диаметр рабочей арматуры должен быть от 10 до 40 мм.

Шаг и диаметр поперечной арматуры определены расчетом.

Защитный слой для рабочей арматуры принят в расчете.

Защитный слой для поперечной и монтажной арматуры принимается по таблице свариваемости, но не менее 10 мм при  $h \leq 250$  мм; 15 мм при  $h > 250$  мм.

Петли монтажные можно принять конструктивно.

## СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ И ЛИТЕРАТУРЫ

1. СП 52-102-2004 Предварительно напряженные железобетонные конструкции
2. СП 52-101-2003 Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры.
3. СП 20.13330.2016 Нагрузки и воздействия. Актуализированная версия СНиП 2.01.07-85\*.
4. ГОСТ 21.501-2011 Система проектной документации для строительства. Правила выполнения рабочей документации архитектурных и конструктивных решений»
5. ГОСТ Р 21.1001-2009 Система проектной документации для строительства. Общие положения  
ГОСТ Р 21.1002-2008 Система проектной документации для строительства. Нормоконтроль проектной и рабочей документации
6. ГОСТ 10922-90. Арматурные и закладные изделия сварные, соединения сварные арматуры и закладных изделий железобетонных конструкций.
7. ГОСТ Р 21.1001-2009 Система проектной документации для строительства (СПДС). Общие положения
8. ГОСТ Р 57997-2017 Арматурные и закладные изделий
9. ГОСТ 34028-2016 Прокат арматурный для железобетонных конструкций
10. Маилян Л.Р. Строительные конструкции. – Ростов-на-Дону: Феникс, 2015.
11. Сербин Е.П., Сетков В.И. Строительные конструкции. М.: РИОР, 2010.

## **ПРИЛОЖЕНИЕ А**

### **Пример оформления титульного листа пояснительной записки**

Областное государственное бюджетное профессиональное образовательное  
учреждение

«УЛЬЯНОВСКИЙ СТРОИТЕЛЬНЫЙ КОЛЛЕДЖ»

# **ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА**

## **К КУРСОВОМУ ПРОЕКТУ**

Тема «СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ»

ПМ.01 Участие в проектировании зданий и сооружений  
МДК 01.01 Проектирование зданий и сооружений

Специальность 08.02.01 «Строительство и эксплуатация зданий и  
сооружений»

Разработал  
студент(ка) группы \_\_\_\_\_  
Иванов Иван Иванович

Руководитель

\_\_\_\_\_  
(ФИО руководителя)

Ульяновск, 20\_\_г.

## ПРИЛОЖЕНИЕ Б

### Сортамент стальной арматуры

Диаметр, мм	Расчетные площади поперечного сечения см <sup>2</sup> , при числе стержней									Сортамент арматуры периодического профиля из стали классов					
	1	2	3	4	5	6	7	8	Теоретическая масса 1 м профиля	A240	A400	A500	A600	A800	A1000
3	0,071	0,14	0,21	0,28	0,35	0,42	0,49	0,57	0,055						
4	0,126	0,25	0,38	0,5	0,63	0,76	0,88	1,01	0,098						
5	0,196	0,39	0,59	0,79	0,98	1,18	1,37	1,57	0,154						
6	0,283	0,57	0,85	1,13	1,42	1,7	1,98	2,26	0,222	+	+				
7	0,385	0,77	1,15	1,54	1,92	2,31	2,69	3,08	0,302						
8	0,503	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	0,395	+	+				
9	0,636	1,27	1,91	2,54	3,18	3,82	4,45	5,09	0,499						
10	0,785	1,57	2,36	3,14	3,93	4,74	5,5	9,28	0,617	+	+	+	+	+	+
12	1,313	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	0,888	+	+	+	+	+	+
14	1,539	3,08	4,62	6,16	7,69	9,23	10,77	12,31	1,208	+	+	+	+	+	+
16	2,011	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	1,578	+	+	+	+	+	+
18	2,545	5,09	7,63	10,18	12,72	15,27	17,81	20,36	1,998	+	+	+	+	+	+
20	3,142	6,28	9,41	12,56	15,71	18,85	21,99	25,14	2,466	+	+	+	+	+	+
22	3,801	7,6	11,4	15,2	19,0	22,81	26,61	30,41	2,984	+	+	+	+	+	+
25	4,909	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	3,853	+	+	+	+	+	+
28	6,158	12,32	18,47	24,63	30,79	36,95	43,1	49,26	4,834	+	+	+	+	+	+
32	8,042	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,3	64,34	6,313	+	+	+	+	+	+
36	10,18	20,36	30,54	40,72	50,9	61,08	71,26	81,44	7,990	+	+	+	+		
40	12,56	25,12	37,68	50,24	62,8	75,36	87,92	100,4 8	9,805	+	+	+	+		

**ПРИЛОЖЕНИЕ В**  
**Таблицы для сбора нагрузки на конструктивные элементы**

Таблица 1 Таблица сбора нагрузки на плиту перекрытия

Конструкция перекрытия	Подсчет нормативной нагрузки	Нормативная нагрузка, $\text{кН/м}^2$	Коэффициент надежности, $\gamma_f$	Расчетная нагрузка, $\text{кН/м}^2$
<b>Постоянная</b>  к постоянной нагрузке относится вес самой плиты и конструкция пола	Подсчет нормативной нагрузки производится умножением плотности материала на толщину слоя или конструкции		по таблице 7.1 [3]	Подсчет нагрузки производится умножением нормативной нагрузки на коэффициент перегрузки
<b>ИТОГО</b> (сумма значений по колонкам)		$q_{\text{норм}}$	$q_{\text{расч}}$	
<b>Временная</b> Временная нормативная нагрузка зависит от назначения здания		Таблица 8.3. [3]	1,3 - при нормативном значении менее 2,0 кПа; 1,2 - при полном нормативном значении 2,0 кПа и более.	Подсчет нагрузки производится умножением нормативной нагрузки на коэффициент перегрузки
<b>Полная нагрузка</b> Сумма нагрузок постоянной и временной по колонкам		$q^n$		$q$



Таблица 2 Таблица сбора нагрузки на колонну

Конструкция перекрытия	Нормативная нагрузка, $\text{кН/м}^2$	Нормативная нагрузка от грузовой площади, $\text{кН}$	Коэффициент надежности, $\gamma_f$	Расчетная нагрузка, $\text{кН}$
<b>Постоянная</b>				
Собственный вес перекрытий всех этажей	Подсчет нормативной нагрузки производится умножением плотности материала на толщину слоя или конструкции	нормативная нагрузка в $\text{кН/м}^2$ умножается на грузовую площадь в $\text{м}^2$	по таблице 7.1 [3]	Подсчет нагрузки производится умножением нормативной нагрузки на коэффициент перегрузки
Собственный вес покрытия				
Собственный вес колонны				
<b>ИТОГО</b> (сумма значений по колонкам)		$q_{\text{норм}}$		$q_{\text{расч}}$
<b>Временная</b>	Таблица 8.3. [3]			
Временная нормативная нагрузка от перекрытий зависит от назначения здания		нормативная нагрузка в $\text{кН/м}^2$ умножается на грузовую площадь в $\text{м}^2$	1,3 - при нормативном значении менее 2,0 $\text{кПа}$ ; 1,2 - при полном нормативном значении 2,0 $\text{кПа}$ и более.	Подсчет нагрузки производится умножением нормативной нагрузки на коэффициент перегрузки
Снеговая	Таблица 10.1. [3]		Коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f$ для снеговой нагрузки принимают равным 1,4.	
<b>ИТОГО</b> (сумма значений по колонкам)		$q_{\text{норм}}$		$q_{\text{расч}}$
<b>Полная нагрузка</b> Сумма нагрузок постоянной и временной по колонкам		$q^{\text{н}}$		$q$

Таблица 3 Таблица сбора нагрузки на балку перекрытия

Конструкция перекрытия	Подсчет нормативной нагрузки, $\text{кН/м}^2$	Норматив ная нагрузка, $\text{кН/м}$	Коэффици иент надежнос ти, $\gamma_f$	Расчетная нагрузка, $\text{кН/м}$
<b>Постоянная</b>  вес самой балки  вес плит перекрытия  вес пола	Подсчет нормативной нагрузки производится умножением плотности материала на толщину слоя или конструкции	Нагрузку по подсчету умножаю т на шаг балок	по таблице 7.1 [3]	Подсчет нагрузки производится умножением нормативной нагрузки на коэффициент перегрузки
<b>ИТОГО</b> (сумма значений по колонкам)		$q^{\text{норм}}$		$q^{\text{расч}}$
<b>Временная</b> Временная нормативная нагрузка зависит от назначения здания	т.8.3. [3]	Нагрузку по подсчету умножаю т на шаг балок	1,3 - при нормативно м значении менее 2,0 кПа; 1,2 - при полном нормативно м значении 2,0 кПа и более.	Подсчет нагрузки производится умножением нормативной нагрузки на коэффициент перегрузки
<b>Полная нагрузка</b> Сумма нагрузок постоянной и временной по колонкам		$q^{\text{н}}$		$q$

**ПРИЛОЖЕНИЕ Г**  
**Таблица свариваемости арматурных стержней в каркасах**

Диаметр продольной арматуры, мм	<b>12</b>	<b>16</b>	<b>18</b>	<b>20</b>	<b>22</b>	<b>25</b>	<b>28-32</b>	<b>36-40</b>
Наименьший диаметр поперечной арматуры, мм	<b>3</b>	<b>4</b>	<b>5</b>	<b>5</b>	<b>6</b>	<b>8</b>	<b>10</b>	<b>10</b>

Примечание: таблица свариваемости стержней дается для сварки стержней в перпендикулярном направлении.

## ПРИЛОЖЕНИЕ Д

### Конструктивные схемы опирания балки

Рисунок 1 Опирание на стену и ригель

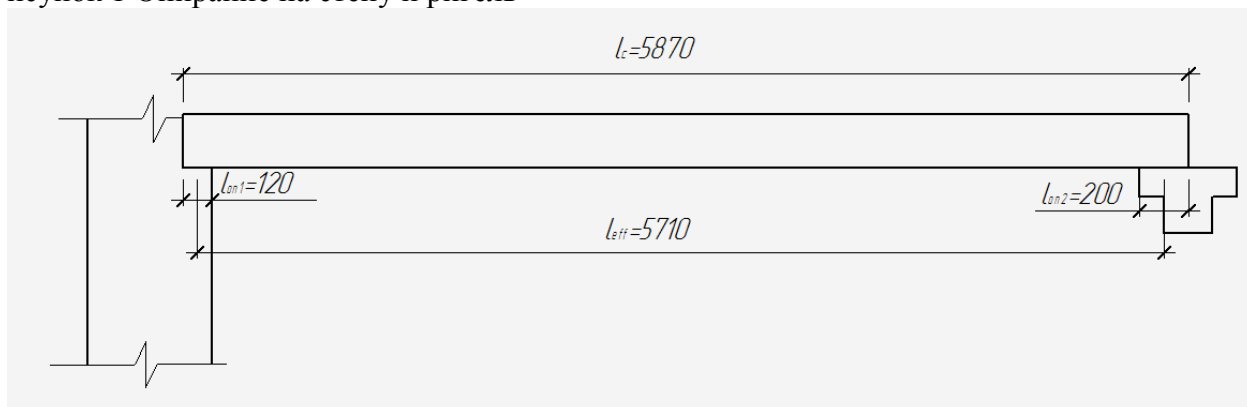


Рисунок 2 Опирание на колонны

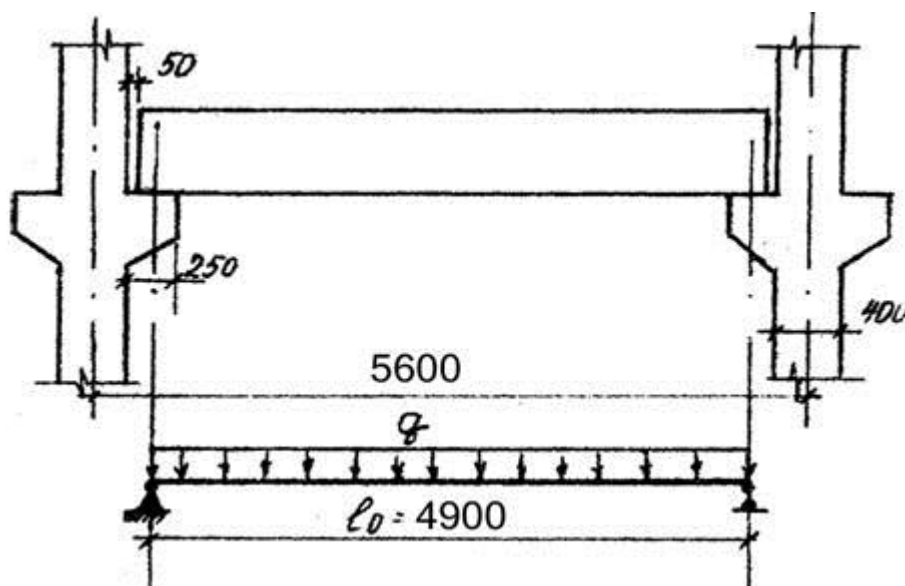
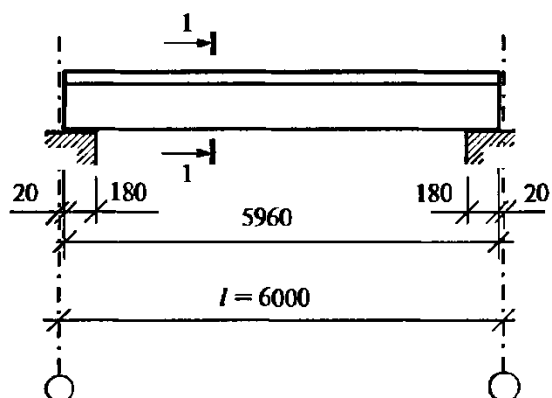


Рисунок 3 Опирание на стены



# **ПРИЛОЖЕНИЕ Е**

**Таблица коэффициентов для расчета изгибаемых элементов  $\alpha_m, \xi, \eta$**

<b>Коэффициенты для расчета изгибаемых элементов</b>								
$\xi$	$\zeta$	$\alpha_m$	$\xi$	$\zeta$	$\alpha_m$	$\xi$	$\zeta$	$\alpha_m$
0,01	0,995	0,01	0,25	0,875	0,219	0,49	0,755	0,370
0,02	0,990	0,02	0,26	0,870	0,226	0,50	0,750	0,375
0,03	0,985	0,03	0,27	0,865	0,234	0,51	0,745	0,380
0,04	0,980	0,039	0,28	0,860	0,241	0,52	0,740	0,385
0,05	0,975	0,049	0,29	0,855	0,248	0,53	0,735	0,390
0,06	0,970	0,058	0,30	0,850	0,255	0,54	0,730	0,394
0,07	0,965	0,068	0,31	0,845	0,262	0,55	0,725	0,399
0,08	0,960	0,077	0,32	0,840	0,269	0,56	0,720	0,403
0,09	0,955	0,086	0,33	0,835	0,276	0,57	0,715	0,408
0,10	0,950	0,095	0,34	0,830	0,282	0,58	0,710	0,412
0,11	0,945	0,104	0,35	0,825	0,289	0,59	0,705	0,416
0,12	0,940	0,113	0,36	0,820	0,295	0,6	0,700	0,420
0,13	0,935	0,122	0,37	0,815	0,302	0,61	0,695	0,424
0,14	0,930	0,130	0,38	0,810	0,308	0,62	0,690	0,428
0,15	0,925	0,139	0,39	0,805	0,314	0,63	0,685	0,432
0,16	0,920	0,147	0,40	0,800	0,320	0,64	0,680	0,435
0,17	0,915	0,156	0,41	0,795	0,326	0,65	0,675	0,439
0,18	0,910	0,164	0,42	0,790	0,332	0,66	0,670	0,442
0,19	0,905	0,172	0,43	0,785	0,338	0,67	0,665	0,446
0,20	0,900	0,180	0,44	0,780	0,343	0,68	0,660	0,449
0,21	0,895	0,188	0,45	0,775	0,349	0,69	0,655	0,452
0,22	0,890	0,196	0,46	0,770	0,354	0,7	0,650	0,455
0,23	0,885	0,203	0,47	0,765	0,359			
0,24	0,880	0,211	0,48	0,760	0,365			

Примечание:  $\zeta = \eta$

**ПРИЛОЖЕНИЕ Ж**  
**Таблица предельных значений коэффициентов для расчета изгибаемых элементов**

Коэффициент	Класс арматуры				
	A240	A300	A400	A500	B500
$\alpha_R$	0,425	0,411	0,390	0,372	0,376
$\xi_R$	0,612	0,577	0,531	0,493	0,502