

Министерство образования и науки РФ
Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего
профессионального образования
Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет
Себряковский филиал
Отделение СПО

к. т. н., доцент Крутилин А.А.

«СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ»

Методические указания для выполнения курсовой работы
для студентов 3 курса специальности
270809 «Производство неметаллических строительных изделий и конструкций»

Общие положения

До начала выполнения курсовой работы студент должен изучить соответствующие разделы курса "Строительные конструкции".

В курсовом проекте предусмотрены расчет и конструирование основных несущих сборных железобетонных конструкций многоэтажного здания с полным железобетонным каркасом: плиты перекрытия, ригеля, колонны и фундамента.

Проектируемое здание — жесткой конструктивной схемы. Перекрытия — балочные сборные с использованием многопустотных или ребристых плит и ригелей с полками, Колонны — квадратного сечения с прямоугольными скрытыми консолями. Сопряжение колонн и ригелей — полужесткое. Фундаменты — монолитные железобетонные. Горизонтальные нагрузки воспринимаются диафрагмами жесткости.

Курсовой проект состоит из пояснительной записки и чертежей.

В *пояснительной записке* нужно привести задание и все необходимые расчеты с поясняющими эскизами и схемами. Она должна быть оформлена на листах А4 машинописным текстом с поясняющими рисунками. Рамки и штампы на листах пояснительной записки необязательны.

Выполнение проекта начинают с компоновки конструктивной схемы перекрытия, когда задают или определяют тип и состав полов, направление, шаг и размеры сборных элементов. В пояснительной записке приводят план перекрытия с раскладкой и маркировкой плит, ригелей и (монтажную схему).

Расчеты и конструирование нужно выполнить для одной плиты, ригеля, колонны, фундамента, т.е. разработать четыре конструкции. Плиту перекрытия запроектировать предварительно напряженной и рассчитать по двум группам предельных состояний, остальные конструкции — без преднапряжения и расчеты — только по несущей способности.

Расчет каждой конструкции должен включать: исходные данные и конструктивное решение, статический расчет (определение расчетных длин и пролетов, нагрузок, усилий), конструктивный расчет (подбор рабочей арматуры, для плиты перекрытия дополнительно — расчеты по деформациям, образованию и ширине раскрытия трещин). вертикальные нагрузки на перекрытия нужно определять до табл. 3 СНиП 2.01.07-85 «Нагрузки и воздействия», снеговые на покрытие — по табл. 4 этих норм. Ветровые горизонтальные и особые нагрузки: можно не учитывать.

Все расчеты должны сопровождаться необходимыми пояснениями, рисунками, схемами, таблицами. По результатам каждого расчета в пояснительной записке нужно привести эскизы армирования с принятыми размерами конструкций. Объем пояснительной записки — 30-40 с.

Графическую часть курсовой работы необходимо выполнить на двух листах формата А1 (840x595) или других стандартных размеров. Рамки и штампы обязательны. Графическая часть должна содержать маркировочные схемы (план перекрытия и поперечный разрез здания) и рабочие чертежи конструкций в составе:

- 1) виды (опалубочные чертежи) с расчетными схемами и обозначениями мест опирания при складировании и строповке;
- 2) схемы армирования, сечения, узлы и детали;
- 3) конструкции арматурных каркасов, сеток и закладных деталей;

- 4) спецификация арматуры;
- 5) показатели на один элемент;
- 6) примечания.

Рабочие чертежи конструкций нужно оформить в соответствии с требованиями ГОСТ Р21.1501-92 и ГОСТ Р21.1101-92. В данных методических указаниях приведен пример оформления чертежей курсового проекта в соответствии с существующими требованиями.

К защите принимаются курсовые проекты, выполненные в полном объеме по своему варианту и без ошибок. Защита курсового проекта проводится в форме собеседования. По результатам защиты и с учетом качества проекта предусмотрен дифференцированный зачет, без которого студенты к экзаменам не допускаются.

1. Компонировка конструктивной схемы перекрытия

При заданной сетке колонн необходимо обосновать направление и шаг ригелей, основные, размеры ригелей и плит.

Выбор направления и шага ригелей производится на основании следующих требований:

1) направление ригелей для всего перекрытия целесообразно принимать одинаковым и выбирать с учетом светотехнических соображений: лучше если оно совпадает со световым потоком;

2) поперечное направление ригелей обычно позволяет создать более жесткую конструктивную схему здания;

3) плиты перекрытия нежелательно опирать на продольные стены с оконными проемами;

4) шаг ригелей равен шагу колонн.

С этих позиций в курсовом проекте целесообразно принять поперечное направление ригелей, их шаг (шаг колонн) приведен в задании на курсовой проект.

Тип поперечного сечения ригеля зависит от назначения здания и величины нагрузки. В курсовом проекте студентам целесообразно принять наиболее распространенное для гражданских зданий сечение.

Тип поперечного сечения ригелей зависит от способа опирания на них плит перекрытия.

$$\text{Ригель: } h_{\text{риг}} = \left(\frac{1}{12} \div \frac{1}{18} \right) \cdot l_{\text{риг}}$$

$$b_{\text{риг}} = \left(\frac{1}{3} \div \frac{1}{2} \right) \cdot h_{\text{риг}}$$

Тип плит перекрытия принимается по архитектурно-планировочным требованиям и с учетом величины действующей временной (полезной) нагрузки на перекрытие. При полезной нагрузке $p \leq 700 \text{ кг/м}^2$ используются многпустотные плиты, высота сечения которых составляет 22см. Раскладка плит на плане перекрытия выполняется в продольном направлении с использованием 3-х типоразмеров плит: рядовые плиты шириной 1,2 – 2,4м, связевые плиты-распорки шириной 0,6 – 1,8м, фасадные плиты – распорки шириной 0,6 – 0,95м.

Ширина плит перекрытия выбирается так, чтобы оси надколонных плит совпадали с осями колонн, а число типоразмеров плит было минимальным. В проекте их ширина должна быть принята кратной 10 см в пределах 0,8-1,6 м; число типоразмеров плит не должно быть более трех (рядовые, надколонные, пристенные). Высоту пустотной плиты принять типовой, равной 22 см.

Выбрав и обосновав конструктивное решение перекрытия, в пояснительной записке вычерчивают его монтажный план с указанием величин пролетов, привязок, размеров плит и маркировкой всех конструкций. Пример оформления плана перекрытия приведен на рис. 1.

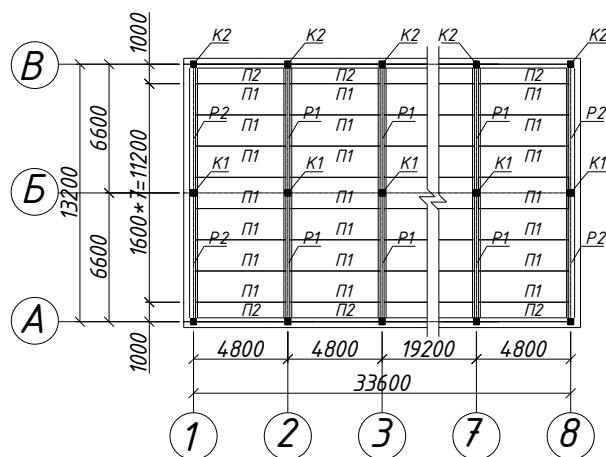


Рис. 1. Пример плана сборного перекрытия

2. Расчет и конструирование многопустотной плиты

2.1. Конструктивное решение

В курсовом проекте разрабатывают одну из плит перекрытия. Она опирается на ригели короткими сторонами и рассчитывается как балка двутаврового профиля, свободно лежащая на двух опорах.

Предварительно уточняют размеры поперечного сечения плиты и приводят его к эквивалентному двутавровому на основе следующих конструктивных требований:

- конструктивная ширина плиты на 1 см меньше номинальной;
- диаметр, количество и размещение пустот назначают, из условия максимального снижения веса плиты, при этом толщина бетона выше и ниже пустот должна быть не менее 25-30 мм, а между пустотами — 30-35 мм;
- контуры продольных боковых поверхностей плит устраивают с выступами для улучшения заполнения швов бетоном; ширина швов должна быть не 20 мм, высота выступа — 60-100 мм;
- для удобства расшивки швов и во избежание местных околлов на нижних поверхностях продольных боковых граней плит устраивают продольные фаски размером 15х15 мм. Кроме того, для обеспечения совместной работы плит в составе диска перекрытия на их боковых поверхностях устраиваются круглые или прямоугольные углубления (шпонки).

Определим количество пустот для многопустотной панели шириной b_n , длиной l_0 , высотой сечения 220 мм с диаметром пустот $d_n = 159$ мм.

1. Конструктивная ширина панели:

$$b = b_n - 10$$

2. Требуемое число отверстий при толщине промежуточных ребер 30 мм.

$$n = \frac{b}{d_n + 30}$$

3. Ширина крайних ребер:

$$b_p^{кр} = \frac{b - d_n \cdot n - k \cdot 30}{2}$$

где k - число промежуточных ребер

Минимальная толщина крайних ребер при боковых срезах 15 мм:

$$h_p^{кр} = b_p^{кр} - 15$$

4. Толщина полок (верхней и нижней) при высоте сечения панели 220 мм с диаметром пустот $d_n = 159$ мм.

$$h_f = h'_f = \frac{220 - d_n}{2}$$

2.2. Опалубочный чертёж плиты перекрытия.

Проектируем крайнюю наибольшую плиту. Определяем длину плиты:

$$l_{\text{п}} = l_0 - \frac{c}{2} - \frac{b_{\text{риг}}}{4},$$

где $b_{\text{риг}}$ – ширина ригеля, мм;

c – глубина площадки опирания плиты, не менее 120 мм;

Плита имеет размеры $X \times Y \times Z$ мм. Определяем расстояние между пустотами:

$$\delta = \frac{b - d_{\text{п}} \cdot n - 140 - 30}{n + 1},$$

где b – ширина плиты, мм;

$d_{\text{п}}$ – диаметр пустоты;

n – количество пустот..

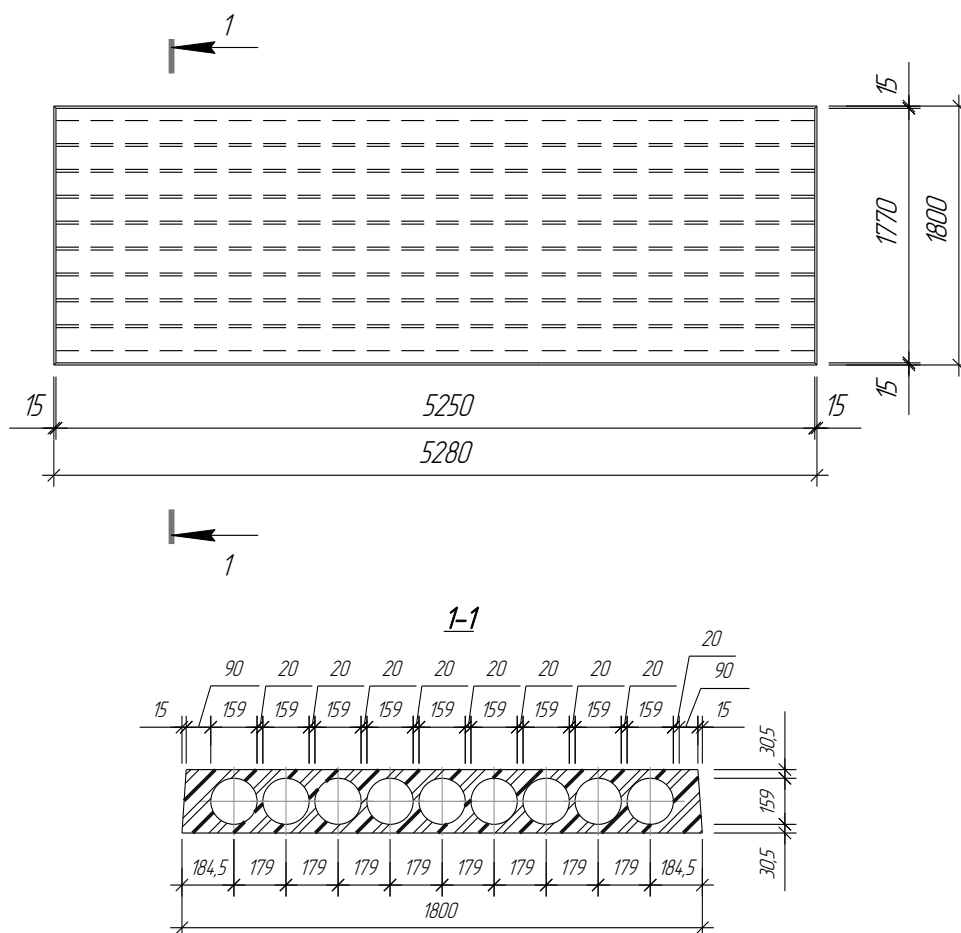


Рис. 2. Пример опалубочного чертёжа плиты перекрытия.

2.3. Определение расчётного пролёта плиты.

$$l_{\text{п}} = l_0 - \frac{c}{2} - \frac{b_{\text{риг}}}{4}$$

где $b_{\text{риг}}$ – ширина ригеля, мм.

2.4. Статический расчёт многопустотной плиты перекрытия.

Статический расчёт заключается в определении внутренних усилий конструкций от передаваемой нагрузки (поперечное усилие Q и изгибающий момент M).

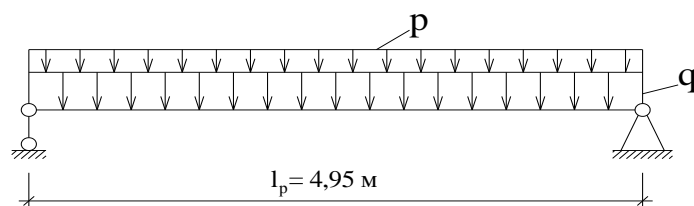


Рис. 3. Нагрузки, действующие на плиту перекрытия:

q - постоянная нагрузка; p - полезная нагрузка.

В качестве расчётного сечения плиты принимаем эквивалентное тавровое сечение. Определяем геометрические характеристики сечения:

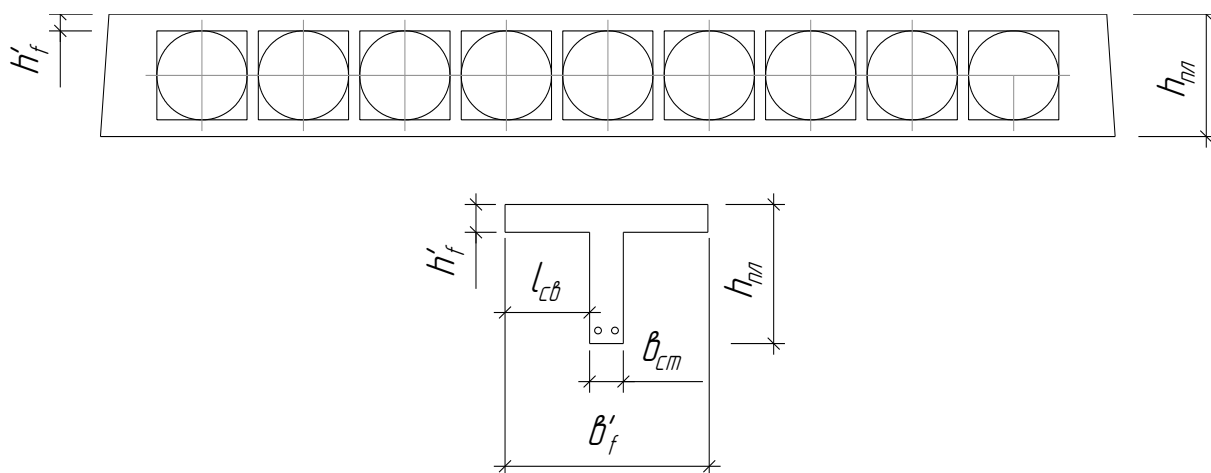


Рис. 4. Расчётное сечение плиты.

где b'_f - ширина полки;

$b_{\text{ст}}$ - ширина стенки;

$$h'_f, h_f = \frac{(h_{\text{пл}} - d_{\text{п}})}{2}; \text{ - высота полки}$$

$h_{\text{пл}}$ – высота плиты;

d_n – диаметр пустоты.

$$h_f' = \frac{(h_{пл} - d_n)}{2}$$

$$b_{cm} = b_{пл} - a \cdot n$$

где a – сторона квадрата, $a = 0,89 \cdot d_n$;

$$b_f' = b_{cm} + 2 \cdot l_{св},$$

где $l_{св}$ - длина свеса, $l_{св} = \frac{b_{пл}}{n-1}$.

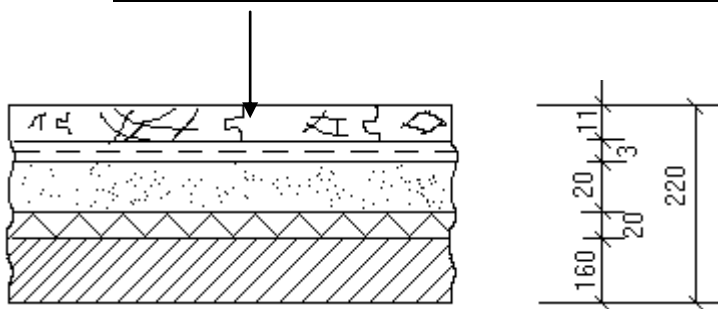
2.5. Сбор нагрузок, действующих на многопустотную плиту перекрытия.

Сбор нагрузок выполняется на 1 погонный метр длины плиты с учётом номинальной ширины плиты ($b_{пл}$).

Типы конструкций перекрытий.

А. Паркет дубовый 17

| | |
|----------------------|-----|
| Мастика битумная | 3 |
| Цементная стяжка | 20 |
| Звукоизоляция (ДСП) | 20 |
| Железобетонная плита | 160 |



Состав перекрытия указан на рис.5. Сбор нагрузок произведем в табличной форме (табл.1).

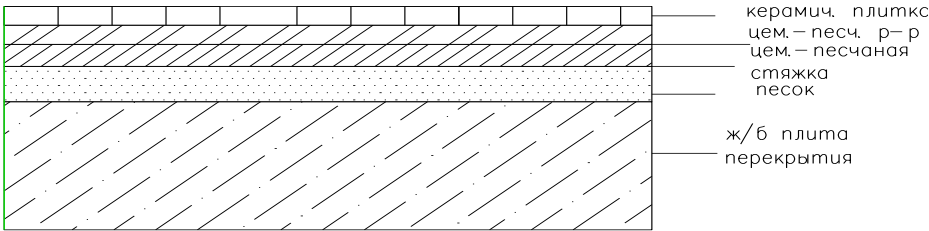


Таблица 1.

Нагрузки, действующие на плиту.

| Наименование нагрузки | Нормативное значение кН/м р | Коэффициент надёжности γ_f | Расчётное значение кН/м q |
|--|--------------------------------|-----------------------------------|------------------------------|
| 1 | 2 | 3 | 4 |
| <i>Постоянные:</i> | | | |
| 1. Керамическая плитка $\delta=0,013\text{м}; \gamma=2800\text{кг/м}^3$ | | 1,1 | |
| 2. Цементно-песчаный раствор $\delta=0,020\text{ м}, \gamma=1800\text{ кг/м}^3$ | | 1,1 | |
| 3. Цементно-песчаная стяжка $\delta=0,07\text{ м}, \gamma=2400\text{ кг/м}^3$ | | 1,3 | |
| 4. Песок $\delta=0,060\text{ м}, \gamma=160\text{ кг/м}^3$ | | 1,1 | |
| 5. Собственный вес железобетонной панели | | 1.1 | |
| $q_{пл} = \frac{V_{пл} \cdot \gamma_б}{1}$ | | | |
| Итого: | | | |

| | | | |
|--|--|-----|--|
| <i>Временные:</i> | | | |
| 6. Полезная нагрузка | | 1,3 | |
| $q_{\text{пол}} = p \cdot b_{\text{пл}}$ | | | |
| 7. Вес перегородок | | 1,3 | |
| Итого: | | | |
| Всего: | | | |

Определяем максимальную перерезывающую силу (Q) и максимальный изгибающий момент (M), строим по характерным точкам соответствующие эпюры (рис. 6).

$$Q_{\text{max}} = \frac{(p+q) \cdot l_{\text{п}} \cdot \gamma_{b2}}{2} = \quad \text{кН}$$

$$M_{\text{max}} = \frac{(p+q) \cdot l_{\text{п}}^2 \cdot \gamma_{b2}}{8} = \quad \text{кН} \cdot \text{м}$$

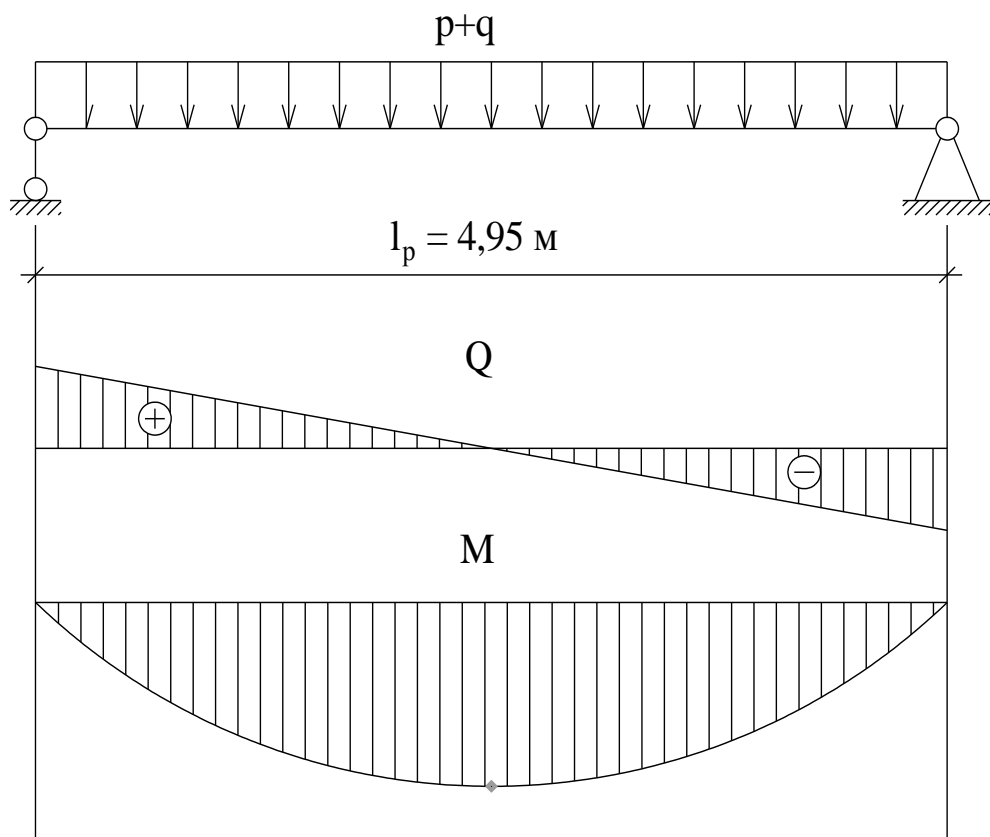


Рис. 6. Пример построения эпюры внутренних усилий в панели.

Подбор сечения панели:

Для изготовления панели приняты:

Площадь сечения рабочей арматуры определяем из условия прочности нормальных сечений. Расчёт прочности железобетонного элемента выполняем для нормальных сечений продольной оси сечения элемента. Арматуру в плите определяем как для изгибаемого железобетонного элемента таврового сечения.

Бетон класса:

$$R_b; R_{bt}; E_b; \gamma_{b2}.$$

Напрягаемая арматура класса: $R_{sp}; R_{sw}; R_{s, ser}; E_s$.

Ненапрягаемая арматура класса: $R_s; R_{sw}; E_s$.

2.6. Характеристика прочности арматуры

Предварительное напряжение σ_{sp} арматуры принимается не более:

$$\sigma_{sp} = R_{s, ser} - P$$

где $R_{s, ser}$ - нормативное сопротивление арматуры

P - допустимое отклонение значения предварительного напряжения

В качестве метода натяжения арматуры используем электротермический способ, определяем:

$$P = 30 + \frac{360}{l_n} = \text{МПа}$$

Проверяем выполнение условий:

$$\sigma_{sp} + P \leq R_{s, ser}$$

$$\sigma_{sp} - P \leq 0,3 \cdot R_{s, ser}$$

Вычислим предельное отклонение предварительного напряжения при числе напрягаемых стержней $n_p = 4$.

Определяем γ_{sp} – коэффициент точности натяжения:

$$\gamma_{sp} = 1 \pm \Delta\gamma_{sp}$$

$$\Delta\gamma_{sp} = 0,5 \cdot \frac{P}{\sigma_{sp}} \cdot \left(1 + \frac{1}{\sqrt{n_p}} \right),$$

где n_p – количество стержней

$$\gamma'_{sp} = 1 - \Delta\gamma_{sp}$$

При проверке по образованию трещин в верхней зоне панели при обжатии принимаем $\gamma_{sp} = 1 + \Delta\gamma_{sp}$

Предварительное напряжение с учетом точности натяжения $\sigma_{sp} = \gamma'_{sp} \cdot R_{S, ser}$

Расчетное сечение - тавровое с полкой в сжатой зоне.

Вычисляем:

$$\alpha_m = \frac{M_{max}}{\gamma_{b2} \cdot R_b \cdot b'_f \cdot h_0^2}$$

где $h_0 = h - a$

Находим: $\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}$

$$\eta = 1 - 0,5 \cdot \xi$$

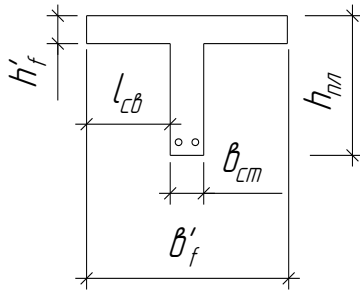
Определяем высоту сжатой зоны: $X = \xi \cdot h_0$

$$X_R = \pi \cdot h'_f$$

Сравниваем полученные результаты если $X_R \geq X$, то нейтральная ось проходит

в пределах сжатой полки.

Сечение плиты при расчете прочности



Граничная высота сжатой зоны:

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{SR}}{\sigma_{SC,U}} \cdot \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)}$$

где ω - характеристика сжатой зоны бетона

$$\omega = 0,85 - 0,008 \cdot R_b$$

где σ_{SR} - напряжение в арматуре, принимаемое для арматуры классов:

- A-IV, A-V, A-VI и A_T- VII

$$\sigma_{SR} = R_s + 400 - \sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp}$$

- А-I, А-II, А-III, А-III_в, В_p-I

$$\sigma_{SR} = R_s - \sigma_{SP}$$

- В-II, В_p-II, К-7 и К-19

$$\sigma_{SR} = R_s + 400 - \sigma_{SP}$$

$\Delta\sigma_{SP} = 0$ (при электротермическом способе натяжения)

$\sigma_{SC,U}$ - предельное напряжение в арматуре сжатой зоны. принимаемое для конструкций из тяжелого, мелкозернистого и легкого бетонов в зависимости от учитываемых в расчете нагрузок, принимается равным 500 МПа.

Сравниваем значение ξ с граничным значением $\xi_R \rightarrow$

Расчетное сопротивление арматуры R_s должно быть умножено на коэффициент γ_{s6} .

$$\gamma_{s6} = \eta_l - \eta_l - 1 \cdot \left(2 \cdot \frac{\xi}{\xi_R} - 1 \right)$$

$$\gamma_{s6} \leq \eta_l$$

Для арматуры класса: А-IV $\eta_l = 1,2$

А-V $\eta_l = 1,15$

А-VI $\eta_l = 1,1$

Вычисляем площадь сечения растянутой арматуры:

$$A_s = \frac{M_{\max}}{\gamma_{s6} \cdot R_s \cdot \eta \cdot h_0}$$

Конструктивно принимаем: диаметр и количество стержней.

2.7. Расчет прочности панели по наклонному сечению.

Расчёт выполняют для обеспечения прочности сечения на действие поперечной силы по наклонной полосе между наклонными трещинами и на действие поперечной силы по наклонной трещине.

Исходные данные:

Q; h = 0,22 м; b; R_b ; R_{bt} ; R_{sw} ; E_b ; E_s ;

1. $h_0 = h - a$

2. $\varphi_{wl} = 1 + 5 \cdot \alpha \cdot \mu_o$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b}$$

$$\mu_{\omega} = \frac{A_{sw}}{b_{ct} \cdot s}$$

где b_{ct} - ширина сечения

s - расстояние между хомутами, измеренное по длине элемента $S = \frac{h}{2}$

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

$\varphi_{wl} = 1$ (при отсутствии расчетной поперечной арматуры).

3. Проверяем условие прочности по наклонной полосе между наклонными трещинами

$$Q \leq 0,3 \cdot \varphi_{wl} \cdot \varphi_{bl} \cdot R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0$$

$$\varphi_{bl} = 1 - \beta \cdot R_b \cdot \gamma_{b2}$$

где β - коэффициент принимаемый равный для бетона;

- тяжелого, мелкозернистого и ячеистого 0,01

- легкого 0,02

Условие соблюдается, размеры поперечного сечения панели достаточны.

4. Вычисляем проекцию расчетного наклонного сечения на продольную ось s . Влияние свесов сжатых полок (при Z ребрах):

$$\varphi_f = Z \cdot \frac{0,75 \cdot b'_f - b_{ct} \cdot h'_f}{b_{ct} \cdot h_0}$$

Влияние продольного усилия обжатия

$$N \approx P = A_s \cdot \sigma_{sp}$$

5. Определяем коэффициент, учитывающий влияние продольных сил:

$$\varphi_n = \frac{0,1 \cdot N}{R_{bt} \cdot b \cdot h_0}$$

Вычисляем $1 + \varphi_f + \varphi_n$ принимаем $B_b = \varphi_{b2} \cdot 1 + \varphi_f + \varphi_n \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2$,

где φ_{b2} - коэффициент, учитывающий влияние вида бетона, принимается равным для бетона:

- тяжелого и ячеистого 2

- мелкозернистого 1,7

- легкого при марке по средней прочности:

| | |
|---------------------------------------|------|
| - 1900 и более | 1,9 |
| - 1800 и менее при мелком заполнителе | |
| - плотном | 1,75 |
| - пористом | 1,5 |

В расчетном наклонном сечении

$$Q_{b,min} = Q_{sw} = \frac{Q}{2}$$

$Q_{b,min}$ – поперечное усилие, воспринимаемое бетоном

Определяем длину проекции наиболее опасного наклонного сечения на продольную ось элемента:

$$c = \frac{B_b}{0,5 \cdot Q}$$

$$c = 2 \cdot h_0$$

Принимаем наименьшее из двух полученных значений.

$$Q_{b,min} = \frac{B_b}{c}$$

Если $Q_{b,min} < Q$ то по расчету поперечная арматура не требуется.

В ребрах устанавливаем конструктивно каркасы из арматуры $\varnothing 5$ класса Вр-I. По конструктивным

требованиям при $h \leq 450$ мм на приопорном участке $l_1 = l/4$ шаг стержней $S = \frac{h}{2}$ и $S \leq 15$ (см)

принимая S кратным 5 см. В средней половине панели поперечные стержни можно не ставить, ограничиваясь их постановкой только на приопорных участках. Чтобы обеспечить прочность полок панели на местные нагрузки, в пределах пустот в верхней и нижней зонах сечения предусмотрены сетки С-1 и С-2 из арматуры класса Вр-I $\varnothing 4$ мм. Расчет прочности наклонного сечения на действие изгибающего момента.

2.8. Подбор монтажной петли

2.8.1. Определяем массу плиты:

$$V_6^{пл} = A_{пл} \cdot l_{пл} - 0,05$$

$$M_n = V_6^{пл} \cdot \gamma_6$$

$$M = M^p = M_n \cdot \gamma_f \cdot K_{\text{дин.}}$$

$$K_{\text{дин.}} = 1,6$$

2.8.2. Определяем массу элемента, приходящуюся на одну петлю:

$$m_1 = M \div n_p$$

2.8.3. Определяем диаметр петли (пособие к СНиП 2.03.01-84 т.49). Принимаем петлю Ø из арматуры класса. Масса, которую способна выдержать петля:

$$m = 700 \text{ кг} > m_1$$

2.8.4. Выбираем тип петли

$$a_1 = 3d$$

где d - диаметр принятой петли

$$a_2 = 6d$$

$$R = 30 \text{ мм}$$

$$r = 20 \text{ мм}$$

2.8.5. Определяем высоту проушины петли - h_e (т.48)

$$h_e = 60 \text{ мм}$$

2.8.6. Определяем длину l_s и глубину h_b запуска концов ветвей петли в бетон изделия: (т.50)

Нормативная кубиковая прочность бетона в момент подъема элемента:

$$R_{bn} = 0,7B$$

B - класс бетона на осевое сжатие

$$l_s = 30d$$

$$h_b = 20d$$

Принимаем:

$$h_b$$

$$a_1$$

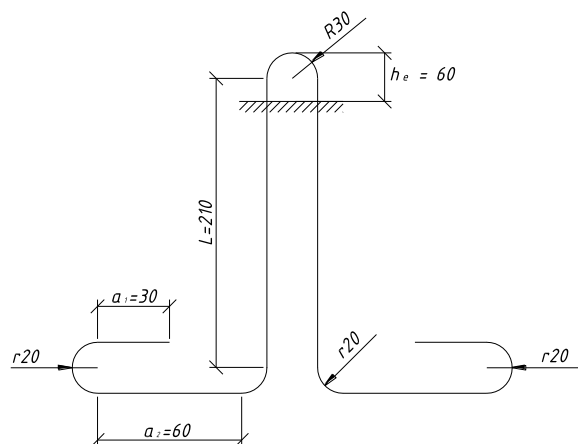
$$a_2$$

$$l_s$$

$$L = h - R - r$$

2.8.7. Определяем длину петли:

$$L_{\text{петли}} = 2a_1 + 2a_2 + 2l + 3\pi r + \pi R$$



2.9. Конструирование плиты

Основные геометрические параметры плиты устанавливают при разработке конструктивного решения (п. 3.1). Количество и размещение продольной и поперечной рабочей арматуры назначают по результатам подбора продольной (п. 3.3.1) и поперечной (п. 3.3.2) арматуры.

Для предотвращения образования трещин на верхней поверхности плиты от усилия предварительного обжатия на концевых участках каркасов в зоне действия максимальных поперечных сил устанавливают дополнительные стержни класса А—III на длине не менее $2h_0$. Площадь поперечного сечения этой арматуры должна составлять не менее $0,002bh_0$.

По всей верхней поверхности плиты укладывается горизонтальная арматурная сетка для «распределения» местных нагрузок, а восприятия напряжения от усадки бетона, усилий при изготовлении, транспортировке и монтаже, предварительного обжатия, случайных механических воздействий и др. Площадь ее поперечного сечения может быть назначена, исходя из минимального процента армирования, равного 0,05%,

У концов плиты ниже напрягаемой арматуры устанавливают горизонтальные корытообразные сетки для предотвращения трещин вдоль напрягаемых стержней в зоне анкеровки и их продергивания. Длина каждой сетки — не менее 20 см и не менее 20 диаметров напрягаемой арматуры, диаметр стержней сеток — 3-4 мм, шаг — 50-100 мм, защитный слой — 10 мм.

У нижней грани плиты в середине пролета предусматривается такая же, но плоская горизонтальная распределительная сетка длиной 40—50 см.

В плите необходимо предусмотреть 4 монтажные петли, заглубленные в бетон. Петли устанавливают над пустотами. Для возможности строповки в пустотах у петель предусматривают отверстия. Диаметр петель устанавливают расчетом, в курсовом проекте можно принять петли Ø12 А-I.

Для обеспечения сопротивления смятию плиты на опорах от вертикальной нагрузки вышележащих стен и опорного давления, а также ликвидации «мостика холода» концевые участки пустот на длине 15 см заделывают с одного конца бетонными пробками, с другого — предусматривают сужение пустот.

По результатам расчета и конструирования в пояснительной записке необходимо провести эскиз армирования плиты, пример которого дан на рисунке 6.

Поперечное сечение плиты

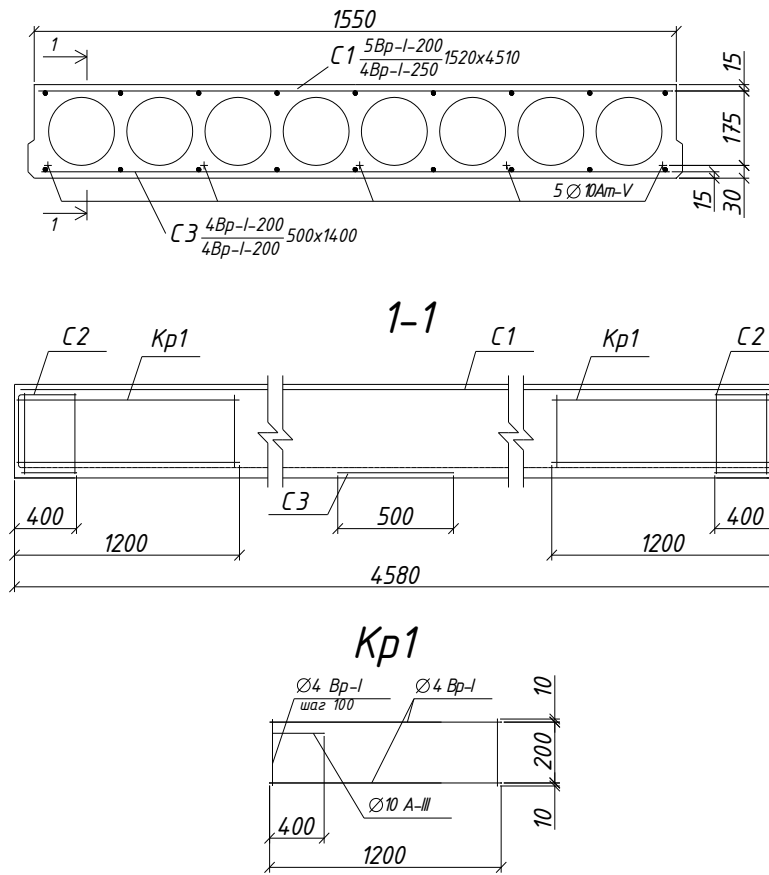


Рис. 8. Пример армирования многопустотной плиты

Список используемой литературы

1. Байков В.Н., Стронгин С.Г. «Железобетонные конструкции». - М.; Стройиздат, 1980. - 364с., ил.
2. Мандриков А.П. «Примеры расчета железобетонных конструкций». М.; Стройиздат, 1979. - 419с., ил.
3. Бондаренко В.М., Судницын А.И., Назаренко, В.Г. «Расчет железобетонных и каменных конструкций». - М.; Высш. Шк., 1988. - 304с., ил
4. А.А. Крутилин; «Методические указания к курсовому проекту» - Михайловка: СФ ВолгГАСУ, 2007.-28 с.
5. Попов Н.Н., Забегаев А.В. «Проектирование и расчет железобетонных конструкций» - М.; Высш. Шк., 1985. - 319с., ил.
6. СНиП 2.01.07-85* Нагрузки и воздействия