

Министерство Высшего и среднего специального образования

Б С С Р

Брестский инженерно-строительный институт

Кафедра строительных конструкций

**МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ**

по выполнению курсовой работы по курсу железобетонных конструкций для студентов специальности "архитектура".  
Расчет и конструирование сборных железобетонных элементов многоэтажного промышленного здания.

Составил :

асс. МАЛИНОВСКИЙ В. Н.

Редактор доцент, канд. техн. наук

РОЧНЯК О. А.

г. Б р е с т

1 9 7 3 г.

Рассмотрено кафедрой "Строительные конструкции"  
Брестского инженерно-строительного института.

Настоящие методические указания написаны в соответствии  
с программой курса "Конструкции зданий и сооружений" для  
высших учебных заведений для специальности 1201 - "Архитектура"  
по разделу "Железобетонные конструкции".

Указания содержат основной теоретический материал необходи-  
мый для выполнения курсовой работы и численные примеры расчета  
оборных железобетонных элементов многоэтажного промышленного  
здания. В конце пособия дается приложение.

## І. ОБЩАЯ ЧАСТЬ

### І. Содержание и объём работы

Объектом проектирования является многоэтажное промышленное здание с несущими кирпичными стенами, с внутренним железобетонным каркасом и железобетонными перекрытиями (рис. І.). При такой схеме здания нагрузка от покрытия не передаётся на колонны, а воспринимается несущими стенами.

Требуется запроектировать элементы сборного железобетонного перекрытия под первым этажом. Расчёту и конструированию подлежат: панель перекрытия и колонна.

Исходные данные для проектирования:

- 1) Длина здания (расстояние между разбивочными осями торцевых стен).
- 2) Ширина здания (расстояние между разбивочными осями продольных стен).
- 3) Отметки пола II и III этажа и отметка несущих конструкций покрытия над уровнем чистого пола I этажа.
- 4) Временная (полезная) нормативная нагрузка на перекрытия.
- 5) Толщина наружных стен.

При определении постоянной нагрузки, действующей на  $1 \text{ м}^2$  панели, необходимо, кроме её собственного веса, учесть вес пола.

Некоторые типы полов и их вес приведены в приложении І.

Объём работы: один лист чертежа и 15 + 20 страниц расчётно-пояснительной записки, последняя снабжается необходимыми рисунками, расчётными схемами, эскизами.

## 2. Компоновка конструктивной схемы железобетонного перекрытия, выбор типа сборных железобетонных элементов

Сборное железобетонное перекрытие состоит из ригелей (прогонов), опирающихся на сборные колонны из железобетонных панелей, которые укладываются на ригели.

Железобетонный каркас (при выбранной для учебной курсовой работы схеме здания) многоэтажных зданий воспринимает только вертикальные нагрузки от перекрытий. Горизонтальная жёсткость здания обеспечивается поперечными стенами в сочетании с горизонтальными диафрагмами, образованными замоноличенными междуэтажными перекрытиями. Монолитизация производится следующим образом: панели крепятся к ригелям путём сварки закладных деталей панелей и ригелей, а швы между панелями заливываются раствором; прогоны также крепятся к колоннам посредством сварки закладных деталей.

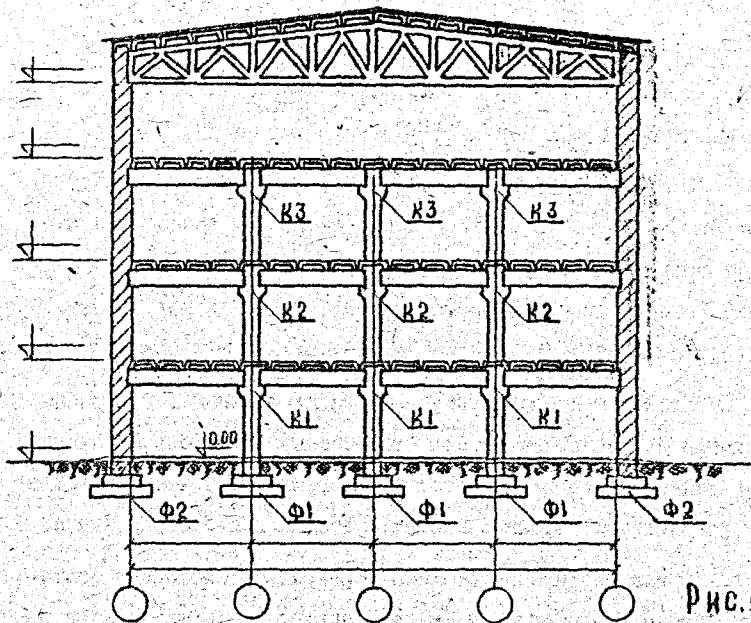
Проектирование перекрытия следует начинать с разбивки сетки колонн, составления схемы расположения и выбора типа ригелей и панелей.

В строительстве находят применение ребристые и пустотные панели. Выбор типа панелей зависит от полной нагрузки на  $1 \text{ м}^2$  перекрытия: до  $1000 \text{ кг/м}^2$  - многопустотные панели\*, свыше  $1000 \text{ кг/м}^2$  - ребристые панели.

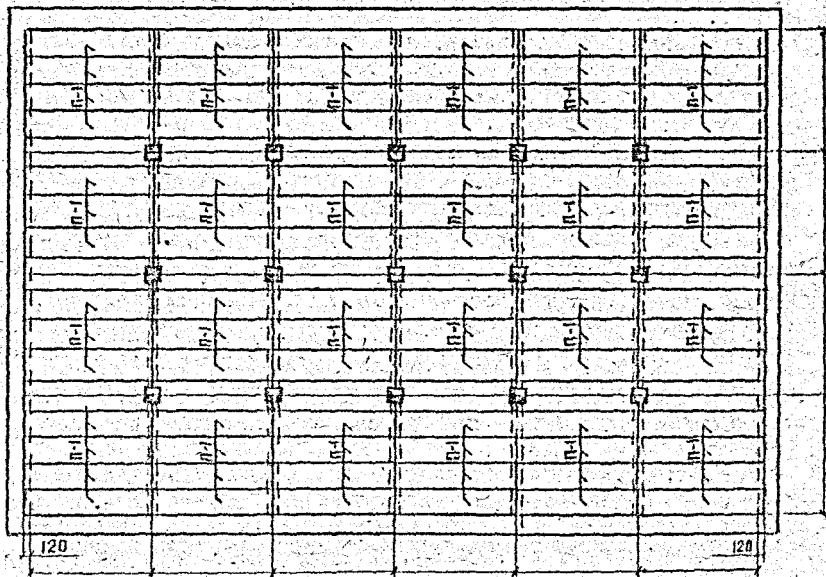
Панели могут иметь размеры принятые в типовых чертежах, с тем, чтобы для их производства использовать те же формы

---

\* Кроме того, пустотные панели в перекрытиях промышленных зданий применяют в случаях, когда по условиям производства необходим гладкий потолок.



МОНТАЖНАЯ СХЕМА ПЕРЕКРЫТИЯ



(опалубки), что и для типовых изделий. Площадь арматуры определяется расчётом, и она, как правило, отличается от принятой в типовых чертежах.

Сечение сборных ригелей может быть прямоугольным, тавровым с полкой в верхней зоне или нижней зоне, а также двутавровым и прямоугольным с полками (для опирания панелей) на боковых поверхностях (рис. 2). Ригели могут иметь, в случае необходимости, размеры, отличные от типовых.

Если при составлении схемы раскладки панелей и расположения прогонов, окажется, что использовать только панели типовых размеров не удаётся, то разрешается применять вставки монолитного бетона в местах, удобных для бетонирования.

При проектировании схемы перекрытия необходимо составить несколько вариантов, меняя направление и шаг колонн и выбрать из них наиболее рациональный, который принимает-ся для дальнейшей разработки. Этот вариант должен быть утверждён руководителем курсового проектирования.

### 3. Состав графической части проекта

В состав графической части проекта входят:

- 1) маркировочный план и разрез здания;
- 2) опалубочные чертежи сборных железобетонных элементов: панели, колонны;
- 3) арматурные чертежи перечисленных элементов;
- 4) спецификация арматуры и её выборка по элементам, по форме, приведенной в приложении IV;
- 5) конструктивные узлы решения каркаса здания, опирание ригеля на колонну, опирание панели на ригель, стык колонн

и т.д.;

- 6) в примечаниях должны быть даны объяснения к чертежам о порядке монтажа элементов, о методах сварки закладных частей, о необходимости замоноличивания стальных узлов и т.д.

На маркировочных чертежах показывается, из каких отдельных элементов состоит конструкция здания. Каждому элементу, хотя бы чем-нибудь отличающемуся от других (размерами, армированием, расположением закладных деталей и т.д.) присваивается своя марка, например, колонна К - I, ригель Р-I и т.д.

Опалубочный чертёж должен дать точное представление о всех геометрических размерах элемента (внешние размеры, толщина стенок, рёбер, диаметры отверстий и т.д.). На опалубочном чертеже показывается также расположение закладных деталей. Арматурные чертежи состоят из чертежей установочных и заготовочных. На установочных чертежах даются проекции элемента и его сечения с показанием на них расположения каркасов, сеток, отдельных стержней и номеров этих арматурных изделий (каркас К-I, сетка С-2 и т.д.).

Диаметры арматуры, хомутов, шаг хомутов, номера стержней, входящих в каркасы и сетки, на установочных чертежах не показываются.

На заготовочных чертежах даются рабочие чертежи отдельных арматурных изделий (каркасов, сеток) с показанием общих размеров изделий, диаметров и длин стержней, расстояний между стержнями в продольном и поперечном

направлении.

При несложных арматурных изделиях заготовочные чертежи на них можно приводить в спецификации арматуры в графе - "эскиз".



## II. ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ПАНЕЛЕЙ ПЕРЕКРЫТИИ

Высота сечения железобетонной панели при пролётах 5-7 м предварительно может быть найдена по формуле:

$$h = \frac{c \cdot l \cdot R_a}{E_a} \cdot \frac{q^n \theta + P^n}{q^n} \quad (1)$$

где:  $q^n, q^n, P^n$  - соответственно полная, длительная и кратковременная нормативные нагрузки на  $1 \text{ м}^2$  перекрытия;

$\theta$  - коэффициент снижения жёсткости при длительном действии нагрузки (для пустотных панелей  $\theta = 2$ , для ребристых панелей с полкой в сжатой зоне  $\theta = 1,5$ );

$c$  - коэффициент, принимаемый: для пустотных панелей равным 18 + 20, для ребристых панелей с полкой в сжатой зоне 30 + 34; большее значение принимает при армировании стали класса А-II, меньшее - при армировании стали класса А-III.

Расчёт панели производится по расчётным предельным состояниям: по несущей способности, по деформациям, на образование и раскрытие трещин.

Подсчёт нагрузок. Расчётная нагрузка складывается из постоянной и временной (полезной) на  $1 \text{ м}^2$  панели:

$$\begin{aligned} \text{постоянная} \quad q^p &= n_q (q_{с.в.} + q_{пол.}) \\ \text{временная} \quad P^p &= n_p \cdot P \\ \text{полная} \quad q^p &= q^p + P^p \end{aligned} \quad (2)$$

где:  $q_{с.в.}$  - собственный вес  $1 \text{ м}^2$  панели;

$Q_{\text{пол}}$  - собственный вес  $1 \text{ м}^2$  пола (зависит от конструкции пола, см. приложение 1);

$P$  - нормативная временная (полезная) нагрузка;

$\mu_d, \mu_p$  - соответственно коэффициенты перегрузки для постоянной и временной нагрузки.

Расчётный пролёт: Расчётный пролёт панели  $l_0$  определяется в зависимости от характера опирания (рис. 4)

Расчёт по несущей способности. В состав расчёта панели на прочность в продольном направлении входит определение площади сечения продольной арматуры, диаметра и шага поперечных стержней, если последние требуются по расчёту. В продольном направлении панель на прочность рассчитывается как однопролётная свободнолежащая балка и имеющая, в общем случае, непрямоугольное сечение.

Расчётное сечение пустотных и ребристых панелей является тавровым с полкой в сжатой зоне.

При отношении  $\frac{h_n}{h} > 0,1$  расчётная ширина сечения  $b_n$  принимается равной ширине панели. При малой толщине сжатой полки, когда  $\frac{h_n}{h} < 0,1$  расчётная ширина сечения панели вычисляется по следующей зависимости:

$$b'_n = 12(n-1)b_n + b \quad (3)$$

где:  $n$  - число продольных рёбер настила;  
 $b$  - суммарная ширина всех продольных рёбер  $b'$  поперечном сечении.

При подсчёте количества рабочей арматуры вначале обычно вычисляют коэффициент  $A_0$ .

$$A_0 = \frac{M}{\sigma_{\text{д}} \cdot h_0^2 \cdot R_{\text{д}}} \quad (4)$$

Зная  $A_0$  по таблице I определяют  $\alpha$  и  $\gamma_0$ . Далее проверяют высоту сжатой зоны  $X = \alpha \cdot h$  и получают площадь сечения рабочей арматуры:

$$F_a = \frac{M}{\gamma_0 \cdot h_0 \cdot R_a} \quad (5)$$

Расчёт по поперечной силе. При расчёте на поперечную силу в формулах:

$$Q \leq b \cdot h_0 \cdot R_p \quad \text{и} \quad Q_{\text{х.б.}} = \sqrt{0.6 \cdot b \cdot h_0^2 \cdot R_{\text{д}} \cdot q_{\text{х}}} - R_{\text{дх}} \cdot F_x$$

за ширину  $b$  следует принимать сумму толщин перегородок между пустотами, для пустотных панелей, или сумму толщин рёбер для ребристых.

Расчёт верхней полки на изгиб. Такой расчёт производится для ребристых и овальнопустотных панелей. Плита панели рассчитывается как многопролётная неразрезная балка шириной  $I$  м. Пролёт плиты  $l_{\text{п}}$  принимается равным пролёту в "чистоте" (рис. 3). Расчётные значения моментов в пролёте и на опорах могут быть определены по формуле:

$$M_n = \frac{q_{\text{п}} \cdot l_{\text{п}}^2}{11} \quad (6)$$

где:  $q_{\text{п}}$  - полная расчётная нагрузка на  $I$  м<sup>2</sup> плиты панели;

$l_{\text{п}}$  - расчётный пролёт плиты;

Если в ребристых панелях рёбра в плане образуют прямоугольники с отношением сторон менее двух, плита рассчитывается как опёртая по контуру. Поперечные рёбра рассчитываются как однопролётные балки, опирание которых служат продольные рёбра; расчётное сечение поперечного

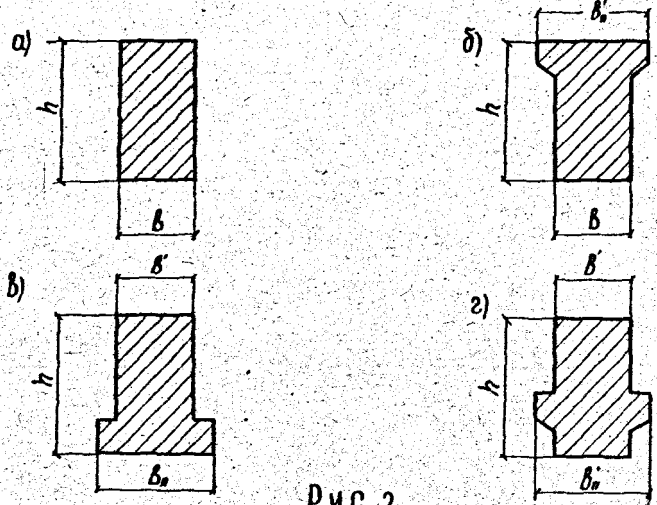


Рис. 2

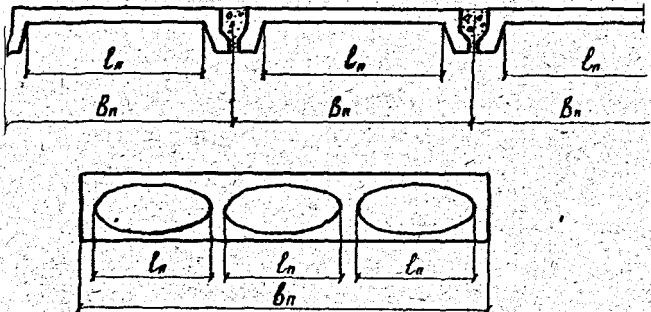


Рис. 3

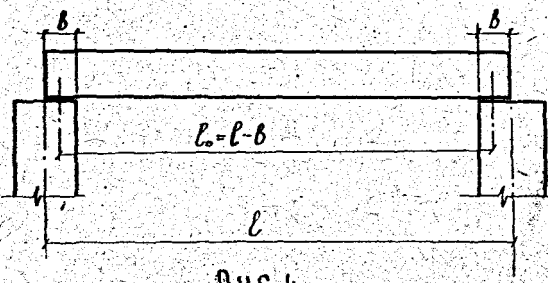


Рис. 4

ребра - тавровое с полкой в сжатой зоне. Распределение нагрузки от плиты на ребро принимается по площадям, ограниченным биссектрисами углов контура плиты.

Расчёт по деформациям. После расчёта прочности производится расчёт по деформациям, целью которого является определение наибольшего прогиба плиты.

В соответствии со СНиП II-VI-62, п. 9.8 для элементов, имеющих трещины в бетоне растянутой зоны, полную величину прогиба определяют по формуле:

$$f = f_1 + f_2 + f_3 \quad (7)$$

где:  $f_1$  - прогиб от кратковременного действия всей нагрузки;

$f_2$  - начальный прогиб от длительного действия части нагрузки;

$f_3$  - полный прогиб от длительного действия части нагрузки;

Имея величину полного прогиба  $f$ , необходимо определить относительный прогиб  $\frac{f}{l}$  и сравнить его с допустимым [I].

Согласно СНиП II-V, I-62 п. 9.8 к полной величине деформаций пустотных панелей следует вводить коэффициент 0,8.

Для расчёта прогибов непрямоугольное поперечное сечение панели приводится к эквивалентному сечению по площади и моменту инерции; для ребристых - это будет тавровое, для пустотных - двутавровое сечение (рис. 5а, б, в.).

В ребристых панелях толщину полки и высоту расчётного сечения принимают таким же, как и в заданном сечении. Ширина ребра эквивалентного таврового сечения (рис. 5 е) принимается равной суммарной толщине продольных рёбер. Для панелей с круглыми пустотами эквивалентное двутавровое сечение находят из условия, чтобы площадь круглого отверстия диаметром  $d$  равнялась площади квадратного отверстия со стороной  $h$  (рис. 5 г):

$$h = \frac{d}{2} \sqrt{\pi} = 0,9 d$$

Сечение панелей с овальными пустотами приводят к эквивалентному двутавровому сечению, овал заменяется прямоугольником с той же площадью и моментом инерции (рис. 5 д). Размеры сторон прямоугольника:  $b_1 = 0,95 b$ ;  $h_1 = 0,95 h$ . При этом также должно соблюдаться условие совпадения центров тяжести овала и заменяющего прямоугольника.

Величины  $f_1; f_2; f_3$  находятся по значениям кривизн  $\frac{1}{\rho_1}; \frac{1}{\rho_2}; \frac{1}{\rho_3}$ , общая формула для определения которых имеет следующий вид (СНиП II-V, I-62, п. 9.7):

$$\frac{1}{\rho} = \frac{M_3}{h_0 \cdot Z_1} \left[ \frac{\Psi_a}{E_a \cdot F_a} + \frac{\Psi_b}{(\gamma' + \xi) b h_0 E_b \cdot \gamma} \right] \quad (8)$$

Расчёт ширины раскрытия трещин. Ширину раскрытия трещин  $\alpha_T$  нормальных к продольной оси элемента, при совместном воздействии кратковременной и длительно действующей нагрузок, определяют по формуле (СНиП II-V, I-62 п. 10.4):

$$\alpha_T = \alpha_{T1} - \alpha_{T2} + \alpha_{T3} \quad (9)$$

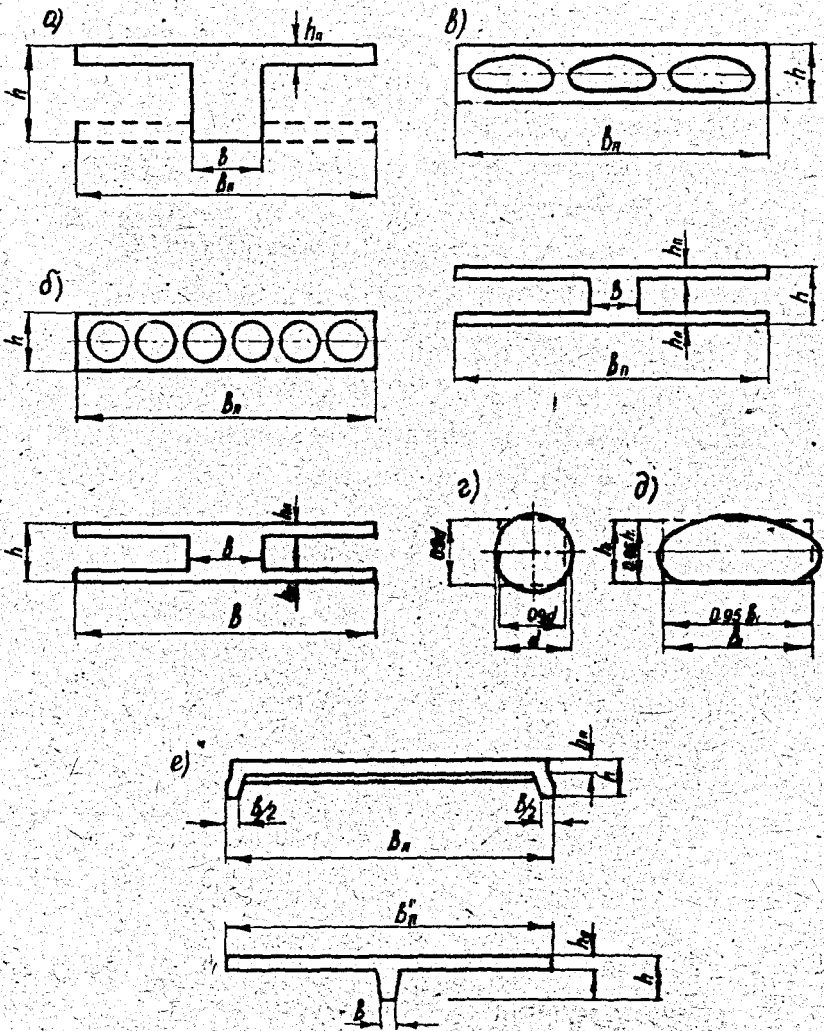


Рис 5.

- где:  $\sigma_{T1}$  - ширина раскрытия трещин от кратковременного действия всей нагрузки;
- $\sigma_{T2}$  - начальная ширина раскрытия трещин от длительно действующей нагрузки (при её кратковременном действии);
- $\sigma_{T3}$  - полная ширина раскрытия трещин от длительно действующей нагрузки.



### III. ОСОБЕННОСТИ РАСЧЕТА КОЛОННЫ

Колонна рассчитывается по первому предельному состоянию на центральное сжатие (СН и П П-В. I-62 п. 7.10).

На практике учитывают эксцентриситет, который, как правило, возникает вследствие одностороннего нагружения ригеля временной нагрузкой. Однако влияние его на подбор сечения колонны не велико, и в учебном проекте его можно не учитывать.

Подбор сечения колонны производится для каждого этажа \*. В курсовом проекте можно ограничиться расчётом и конструированием только колонны первого этажа.

Колонны несут временную и постоянную нагрузку от перекрытий, которые передаются ригелям, и постоянную нагрузку от собственного веса. Нагрузка от покрытия не передаётся на колонны, а воспринимается несущими стенами, так как выбранная для учебного проекта конструкция кровли не имеет промежуточных опор по колоннам каркаса (см. схему здания, рис. I).

Приведенная расчётная продольная сила определяется по формуле:

$$N_{п} = \frac{N_{дл.}}{m_{дл.}} + N_{к} \quad (10)$$

---

\* Для колонн всех этажей многоэтажных зданий целесообразно принимать одинаковые размеры поперечных сечений и изменять по этажам здания лишь сечение арматуры, а в необходимых случаях - марку бетона.

где:  $N_{дл}$ ;  $N_k$  — продольные силы соответственно от длительно и кратковременно действующей расчётной нагрузки;

$M_{дл}$  — коэффициент, учитывающий снижение несущей способности элемента вследствие ползучести бетона.

Значение  $M_{дл}$ , а также коэффициента продольного изгиба зависят от гибкости элемента  $\lambda$  (СПИП П-В, I-62 таблица 2I.). В свою очередь:

$$\lambda = \frac{l_0}{r} \quad (II)$$

где:  $r$  — наименьший радиус инерции;

$l_0$  — расчётная длина.

Расчётная длина колонны зависит от закрепления её концов. Для колонны нижнего этажа принимается заделка в уровне верха фундамента и шарнирно-неподвижная опора в уровне междуэтажного перекрытия. Для колонн промежуточных этажей принимается шарнирно-неподвижное закрепление концов колонны в уровне междуэтажных перекрытий. Колонны можно армировать как вязанными каркасами, так и плоскими сварными каркасами, объединёнными при установке в опалубку в пространственные.

Процент армирования  $\mu$  для колонн не должен быть более 3% и не менее 0,5%, обычно  $\mu = 0,8 + 1,2\%$ .

**IV. РАСЧЁТ МНОГОПУСТОТНОЙ ПАНЕЛИ С КРУГЛЫМИ ОТВЕРСТИЯМИ**  
( 1,6 x 6,0 м )

**I. Расчётный пролёт и нагрузки**

Многопустотную панель перекрытия принимаем с 8 круглыми пустотами диаметром 159 мм. Конструктивную ширину панели назначаем на 10 мм менее номинальной, т. е.  $B = B^H - 10 = 1600 - 10 = 1590$  мм. Конструктивная длина панели меньше номинальной на 20 мм, т.е.  $A = A^H - 20 = 6000 - 20 = 5980$  мм. Высота панели в соответствии с существующими типовыми решениями принята 220 мм. Расчётный пролёт панели принимаем  $l_0 = 5980 - 2 \frac{180}{2} = 5800$  мм где:  $\delta = 180$  мм - длина площадки опирания панели. Расчётная схема панели представлена на рисунке 6в.

Подсчёт нагрузки на  $1 \text{ м}^2$  перекрытия сводим в таблицу.

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

В и д нагрузки	Нормативная нагрузка кг/м <sup>2</sup>	Коэффициент пересчёта на нагрузку	Расчётная нагрузка кг/м <sup>2</sup>
<b>П о с т о я н н а я :</b>			
1. Линолеум 0,01 x 1100	11	1,2	13,2
2. Мастика 0,002 x 1000	2	1,2	2,4
3. Цементно-песчаная стяжка 0,02 x 1800	36	1,2	43,2
4. Древесноволокнистые плиты 0,03 x 200	6	1,2	7,2
5. Пергамин 0,003 x 600	1,8	1,2	2,2
6. Собственный вес панели	220	1,1	242
<b>и т о г о :</b>	<b>276,8</b>		<b>310,2</b>
<b>В р е м е н н а я :</b>			
1. Длительная	100	1,2	120
2. Кратковременная	200	1,2	240
<b>Полная нагрузка</b>	<b>577</b>		<b>670</b>

Расчётная нагрузка на I пог. м панели:

$$q = 670 \times 1,59 = 1070 \text{ кг/м}$$

Нормативная нагрузка на I пог. м панели для расчёта прогибов:

длительно действующая (вся постоянная и часть временной):

$$q^H = (276,8 + 100) \times 1,59 = 595 \text{ кг/м}$$

кратковременно действующая:

$$P^H = 200 \times 1,59 = 318 \text{ кг/м}$$

полная нормативная:

$$q^H = 595 + 318 = 913 \text{ кг/м}$$

## 2. Усилия от расчётных и нормативных нагрузок

От расчётной нагрузки:

$$M = \frac{q \cdot l_0^2}{8} = \frac{1070 \times 5,8^2}{8} = 4500 \text{ кгм}$$

$$Q = \frac{q \cdot l_0}{2} = \frac{1070 \times 5,8}{2} = 3100 \text{ кг}$$

От нормативной полной нагрузки:

$$M = \frac{913 \times 5,8^2}{8} = 3820$$

От нормативной длительно действующей нагрузки:

$$M = \frac{595 \times 5,8^2}{8} = 2500 \text{ кгм}$$

## 3. Расчётные характеристики материалов

Принят бетон: марки 200,  $R_u = 100 \text{ кг/см}^2$ ,  $R_p = 7,2 \text{ кг/см}^2$

Арматура - рабочие стержни из стали класса А-II,

$R_a = 2700 \text{ кг/см}^2$ ; конструктивные стержни - сталь класса А-I,  $R_a = 2100 \text{ кг/см}^2$ .

#### 4. Предварительное определение размеров сечения

##### ПЛИТЫ

Высота панели в соответствии с существующими типовыми решениями принята 220 мм. Тогда толщина полки  $h_n = \frac{220 - 159}{2} = 30,5$  мм. Толщину промежуточных и крайних рёбер принимаем соответственно 26 мм и 68 мм (рис. 6а).

Эквивалентное сечение (по площади и моменту инерции) показано на рис. 6б.

#### 5. Расчёт прочности нормальных сечений

Отношение  $\frac{h_n}{h} = \frac{3,05}{22} = 0,138 > 0,1$ ; поэтому в расчёт вводится вся ширина сечения  $b'_n = 159$  см.

Момент, воспринимаемый верхней полкой нормального расчётного сечения:

$$M_n = R_n \cdot b'_n \cdot h'_n \cdot \left( h_0 - \frac{h'_n}{2} \right) = 100 \times 159 \times 3,05 \left( 19 - \frac{3,05}{2} \right) = 850000 \text{ кгсм} = 8500 \text{ кГм}$$

$$M_n = 8500 \text{ кГм} > M = 4500 \text{ кГм}$$

Следовательно, нейтральная ось будет проходить в пределах толщины полки, поэтому сечение рассчитываем как прямоугольное с шириной равной  $b'_n$

$$A_0 = \frac{M}{R_n \cdot b'_n \cdot h_0^2} = \frac{450000}{100 \times 159 \times 19^2} = 0,0785$$

Величине  $A_0 = 0,0785$  соответствует  $\gamma^* = 0,958$  (табл. 2).  
необходимое сечение рабочей арматуры:

$$F_a = \frac{M}{R_a \cdot \gamma^* \cdot h_0} = \frac{450000}{2700 \times 0,958 \times 19} = 9,2 \text{ см}^2$$

Принимаем 9  $\phi$  12 А-II  $F_a = 10,17 \text{ см}^2$ ; девять стержней принято по числу ребер в панели.

### 6. Расчёт прочности наклонных сечений

Условие ограничения образования широко раскрытых наклонных трещин соблюдается:

$$Q_b = 0,25 R_n b_p h_0 = 0,25 \times 100 \times 32 \times 19 = 15200 \text{ кг}$$

$$Q_b = 15200 \text{ кг} > Q = 3100 \text{ кг}$$

Поперечная сила, воспринимаемая бетоном перед образованием наклонной трещины:

$$Q_b = R_p b_p h_0 = 7,2 \times 32 \times 19 = 4380 \text{ кг}$$

$$Q = 3100 \text{ кг} < Q_b = 4380 \text{ кг}$$

следовательно вся поперечная сила может быть воспринята бетоном, поперечные стержни по расчёту не требуются\*.

Принимаем поперечные стержни из стали класса А-I диаметром 6 мм с шагом  $U = 150 \text{ мм}$ .

### 7. Расчёт панели по деформациям

Определяем прогиб панели посередине пролёта:

$$f = 0,8 (f_1 + f_2 + f_3)$$

где:  $f_1$  - прогиб от кратковременного действия всей нагрузки;

$f_2$  - начальный (кратковременный) прогиб от длительно действующей части нагрузки;

$f_3$  - полный (длительный) прогиб от длительно действующей части нагрузки.

---

\* В случае  $Q_b < Q$ , поперечное армирование панели подлежит расчёту.

Необходимо для подсчёта прогибов  $f$  определить жёсткость панели.

Жёсткость панели при краевременном действии всей нагрузки определяется по формуле:

$$B = \frac{h_0 \cdot Z_1}{\frac{\Psi_a}{E_a \cdot F_a} + \frac{\Psi_b}{(\gamma' + \xi) \cdot b \cdot h_0 \cdot E_b \cdot \gamma}} \quad (I)$$

Определяем величины, входящие в формулу (I). Коэффициент

$$\gamma' = \frac{(b_n - b) \cdot h_n'}{b \cdot h_0} = \frac{(159 - 32) \times 3,05}{32 \times 19} = 0,64$$

Относительная высота сжатой зоны бетона :

$$\xi = \frac{I}{1,8 + \frac{I + 5(L + T)}{10 \mu \cdot n}}$$

где:  $\mu = \frac{F_a}{b \cdot h_0} = \frac{10,17}{32 \cdot 19} = 0,0167;$

$$n = \frac{E_a}{E_b} = \frac{2,1 \times 10^6}{2,65 \times 10^5} = 7,9;$$

$$T = \gamma' \left(1 - \frac{h_n'}{2 h_0}\right) = 0,64 \left(1 - \frac{3,05}{2 \times 19}\right) = 0,59;$$

$$L = \frac{M}{b \cdot h_0^2 \cdot R_u} = \frac{382000}{32 \times 19^2 \times 180} = 0,18;$$

тогда:

$$\xi = \frac{I}{1,8 + \frac{I + 5(0,18 + 0,59)}{10 \times 0,0167 \times 7,9}} = 0,183$$

Так как  $\xi = 0,183 > \frac{h_n}{h_0} = \frac{3,05}{19} = 0,16$ , то сечение при расчёте прогибов рассматриваем как двутавровое.

Определяем расстояние  $Z_1$ , от центра тяжести рас-

тянутой арматуры до точки приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне сечения.

$$z_1 = h_0 \left[ 1 - \frac{h'_n \gamma'_1 + \xi^2}{2(\gamma'_1 + \xi)} \right] = 19 \text{ I} - \frac{3,05}{2} \times \frac{0,64 + 0,183^2}{(0,64 + 0,183)} = 17,4 \text{ см}$$

Коэффициент  $\psi_b$ , учитывающий неравномерность распределения деформаций сжатой грани сечения на участке между трещинами принят равным 0,9 [I], коэффициент  $\gamma = 0,5$  - отношение упругой части деформации крайнего волокна сжатой грани сечения к полной его деформации. (Для тяжёлого бетона величину  $\gamma$  принимают равной: при кратковременном действии нагрузки  $\gamma = 0,5$ ; при длительном действии нагрузки и сухом режиме  $\gamma = 0,10$ ; при нормальном режиме  $\gamma = 0,15$ ; при влажном режиме  $\gamma = 0,20$  [I]).

Коэффициент  $\psi_a$ , учитывающий работу растянутого бетона между трещинами определяется по формуле:

$$\psi_a = 1,3 - S \frac{M_{\text{Б.Т.}}}{M} \quad (2)$$

Изгибающий момент  $M_{\text{Б.Т.}}$ :  $M_{\text{Б.Т.}} = 0,8 R_p^H \times W_{\text{Б.Т.}}$

$W_{\text{Б.Т.}}$  - упругопластический момент сопротивления сечения подсчитывается по формуле:

$$W_{\text{Б.Т.}} = b \cdot h^2 \left[ (1 - \xi_T) \left( \frac{1}{2} + \frac{\xi_T}{6} \right) + \gamma_1 (1 - \delta_1 - \frac{\xi_T}{3}) + 2 \gamma_1 \frac{\xi_T - \delta_1}{1 - \xi_T} \left( \frac{\xi_T}{3} - \delta_1 \right) \right];$$

где:  $\delta_1 = \delta'_1 = \frac{h'_n}{2 \cdot h} = \frac{3,05}{2 \times 22} = 0,068$

$$\gamma_1 = \gamma'_1 = \frac{(b_n - b) \cdot h_n}{b \cdot h} = \frac{(159 - 32) \times 3,05}{32 \times 22} = 0,55$$



$$\xi_T = \frac{I + \delta_1 + 2\delta_1' \delta_1'}{2 + \delta_1 + 2\delta_1'} = \frac{I + 0,55 + 2 \times 0,55 \times 0,068}{2 + 0,55 + 2 \times 0,55} = 0,445$$

тогда:

$$W_{\text{вт}} = 32 \cdot 22^2 (I - 0,445) \left( \frac{I}{2} + \frac{0,445}{6} \right) + 0,55 (I - 0,068 - \frac{0,445}{3}) + 2 \cdot 0,55 \frac{0,445 - 0,068}{I - 0,445} \left( \frac{0,445}{3} - 0,068 \right) = 11250 \text{ см}^2$$

$$= 0,8 \times 16 \times 11250 = 144000 \text{ кгсм} = 1440 \text{ кГм}$$

Введённый в формулу (2) коэффициент  $S$  характеризует профиль арматурных стержней и длительность нагрузки и принимается для тяжёлого бетона равным: при кратковременном действии нагрузки для стержней периодического профиля  $S = 1,1$ , для гладких стержней  $S = 1,0$ ; при длительном действии нагрузки  $S = 0,8$  независимо от профиля арматурных стержней.

В данном примере  $S = 1,1$

$$\psi_{\alpha} = 1,3 - 1,1 \frac{1440}{3820} = 0,885$$

Жёсткость при кратковременном действии всей нагрузки:

$$B = \frac{19,0 \times 17,4}{2,1 \cdot 10^6 \cdot 0,885 \cdot 10,17 + (0,64 + 0,183) \cdot 32 \cdot 19 \cdot 0,265 \cdot 10^6 \cdot 0,5} = 6,0 \cdot 10^9$$

Прогиб  $f_1$ :

$$f_1 = \frac{5}{384} \times \frac{q \cdot l^4}{B} = \frac{5}{384} \times \frac{9,13 \times 580^4}{6,0 \times 10^9} = 2,22 \text{ см}$$

Определяем начальный прогиб  $f_2$  от длительно действующей части нагрузки:

$$q = 595 \text{ кг/м}; \quad M = 2500 \text{ кГм}$$

Для этого подчитываем величины коэффициента  $\psi_a$  и жесткости  $B$

$$\psi_a = 1,3 - 1,1 \frac{1440}{2500} = 0,665$$

Жесткость  $B$  от длительно действующей части нагрузки:

$$B = \frac{19,0 \times 17,4}{\frac{0,665}{2,1 \cdot 10^6 \cdot 10,17} + \frac{0,9}{(0,64 + 0,183) \cdot 32 \cdot 19,0 \cdot 265 \cdot 10^6 \cdot 0,5}} = 7,4 \cdot 10^9$$

Прогиб  $f_2$ :

$$f_2 = \frac{5}{384} \times \frac{5,95 \times 580^4}{7,4 \times 10^9} = 1,05 \text{ см}$$

Определяем полный прогиб  $f_3$  от длительно действующей части нагрузки:  $q = 595 \text{ кГ/м}$ ;  $M = 2500 \text{ кГМ}$

$$\psi_a = 1,3 - 0,8 \frac{1440}{2500} = 0,84$$

Жесткость  $B$  при  $\psi_a = 0,84$ :

$$B = \frac{19,0 \times 17,4}{\frac{0,84}{2,1 \cdot 10^6 \cdot 10,17} + \frac{0,9}{(0,64 + 0,183) \cdot 32 \cdot 19,0 \cdot 265 \cdot 10^6 \cdot 0,15}} = 4,55 \cdot 10^9$$

Прогиб  $f_3$ :

$$f_3 = \frac{5}{384} \times \frac{5,95 \times 580^4}{4,55 \times 10^9} = 1,9 \text{ см}$$

Суммарный прогиб:

$$f = 0,8(f_1 - f_2 + f_3) = 0,8(2,22 - 1,05 + 1,9) = 2,59 \text{ см}$$

Относительный прогиб:

$$\frac{f}{l} = \frac{2,59}{580} = \frac{1}{224} < \frac{1}{200}$$

### 8. Расчёт панели по раскрытию трещин

Полная ширина раскрытия нормальных трещин определяется по формуле (10.4) [1].

$$a_T = a_{T1} - a_{T2} + a_{T3} \quad ( )$$

- где:
- $a_{T1}$  - ширина раскрытия трещин от кратковременного действия всей нагрузки;
  - $a_{T2}$  - ширина раскрытия трещин от кратковременного действия длительно действующей части нагрузки;
  - $a_{T3}$  - полная ширина раскрытия трещин от длительно действующей нагрузки.

Вычисляем упругопластический момент сопротивления сечения по приближённой формуле (III.191) 2 :

$$W_T = W_{BT} + 1,5 \cdot n \cdot F_a \cdot h = 11250 + 1,5 \cdot 7,9 \cdot 10,17 \cdot 22 = 13900 \text{ см}^3$$

Определяем ширину раскрытия трещин

$$a_{T1} = \psi_a \cdot \frac{\sigma_a}{E_a} \cdot l_T$$

где:  $\sigma_a$  - напряжение в растянутой арматуре

$$\sigma_a = \frac{M}{\alpha_1 \cdot F_a} = \frac{382000}{17,4 \times 10,17} = 2170 \text{ кг/см}^2$$

$l_T$  - расстояние между трещинами  $l_T = k_1 \cdot n \cdot u \cdot r$

$$k_1 = \frac{W_T}{n \cdot F_a \cdot \alpha_1} - 2 = \frac{13900}{7,9 \times 10,17 \times 17,4} - 2 = 8,0$$

$$u = \frac{F_a}{S} = \frac{F_a}{\pi \cdot \sum d} = \frac{10,17}{3,14 \times 9 \times 1,2} = 0,3$$

$S$  - периметр сечения арматуры.

Коэффициент  $\eta$  зависит от профиля арматуры и принимается для гладких стержней  $\eta = 1$ , для стержней периодического профиля  $\eta = 0,7$ , для обыкновенной арматурной проволоки  $\eta = 1,25$ .

$$l_T = k_1 \cdot n \cdot \eta = 0,8 \times 7,9 \times 0,3 \times 0,7 = 13,3 \text{ см}$$

$$a_{T1} = \psi_a \frac{\sigma_a}{E_a} l_T = 0,885 \frac{2170}{2,1 \times 10^6} \times 13,3 = 0,012 \text{ см}$$

Определяем ширину раскрытия трещин  $a_{T2}$ :

$$\sigma_a = \frac{M}{z_1 F_a} = \frac{250000}{17,4 \times 10,17} = 1410 \text{ кг/см}^2$$

$$a_{T2} = \psi_a \frac{\sigma_a}{E_a} l_T = 0,665 \frac{1410}{2,1 \times 10^6} \times 13,3 = 0,006 \text{ см}$$

Вычисляем ширину раскрытия трещин  $a_{T3}$ :

$$a_{T3} = \psi_a \frac{\sigma_a}{E_a} l_T = 0,84 \frac{1410}{2,1 \times 10^6} \times 13,3 = 0,0075 \text{ см}$$

Полная ширина раскрытия трещин:

$$a_T = a_{T1} - a_{T2} + a_{T3} = 0,12 - 0,06 + 0,075 = 0,135 \text{ мм}$$

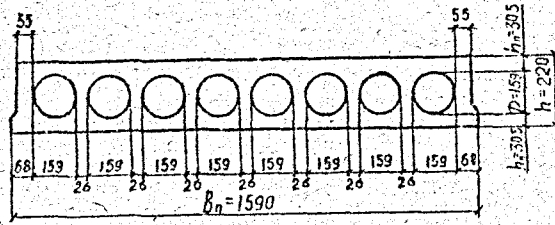
$$a_T = 0,135 \text{ мм} < a_{пр} = 0,3 \text{ мм}$$

где:  $a_{пр} = 0,3 \text{ мм}$  - предельная ширина раскрытия нормальных трещин.

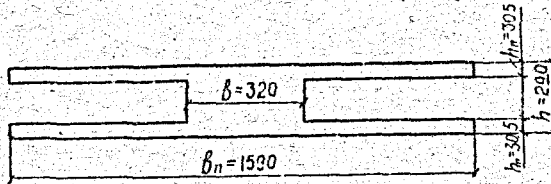
### 9. Указания по конструированию панели

Рабочие стержни панели ставятся в каждое ребро и объединяются в нижнюю рабочую сетку стержнями  $\phi 6$  мм А - I с шагом 300 мм. Верхнюю полку панели армируем сеткой из стали класса А-I  $\phi 6$  мм и шагом 150 мм.

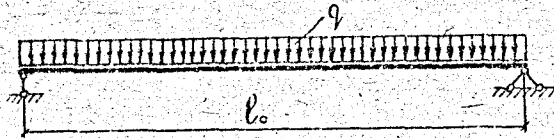
Для образования пространственного каркаса устанавливаем три продольных каркаса также из стержней класса А - I  $\phi$  6 мм с шагом поперечных стержней 150 мм.



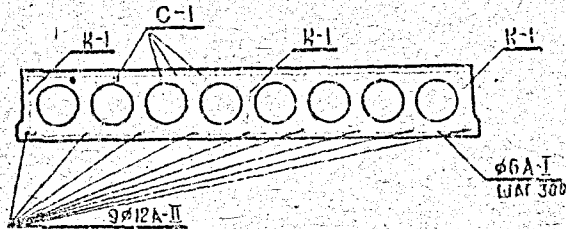
а) ПОПЕРЕЧНОЕ СЕЧЕНИЕ ПАНЕЛИ



б) ЭКВИВАЛЕНТНОЕ СЕЧЕНИЕ ПАНЕЛИ



в) РАСЧЕТНАЯ СХЕМА ПАНЕЛИ



г) ПРИНЦИП АРМИРОВАНИЯ ПАНЕЛИ

РИС 6

У . РАСЧЁТ МНОГОПУСТОТНОЙ ПАНЕЛИ С ОВАЛЬНЫМИ  
ПУСТОТАМИ (1,2 x 6,3 м)

Определение размеров сечения и подсчёт нагрузок на панель с овальными пустотами производится как для панели с круглыми пустотами. Поперечное сечение панели показано на рис. 7а

1. Расчётный пролёт и нагрузки

Расчётный пролёт панели принимаем:

$$l_0 = 6300 - 2 \cdot \frac{200}{2} = 6100 \text{ мм}$$

Для расчёта принять: собственный вес панели и пола

$$q^n = 360 \text{ кг/м}^2; \text{ временная нагрузка } P^n = 200 \text{ кг/м}^2.$$

Расчётная нагрузка на I пог. м панели:

$$q = (q^n \cdot n + P^n \cdot n) b_n = (360 \times 1,1 + 200 \times 1,4) \cdot 1,19 = 805 \text{ кг/м}$$

Нормативная нагрузка на I пог.м:

$$\text{длительно действующая} - q^n = 360 \times 1,19 = 430 \text{ кг/м,}$$

$$\text{кратковременно действующая} - P^n = 200 \cdot 1,19 = 238 \text{ кг/м}$$

$$\text{полная нормативная} - Q^n = (360 + 200) \cdot 1,19 = 660 \text{ кг/м}$$

2. Усилия от расчётных и нормативных нагрузок

От расчётной нагрузки:

$$M = \frac{q \cdot l_0^2}{8} = \frac{805 \times 6,1^2}{8} = 3760 \text{ кгм}$$

$$Q = \frac{q \cdot l_0}{2} = \frac{805 \times 6,1}{2} = 2480 \text{ кг}$$

От нормативной полной нагрузки:

$$M^H = \frac{q^H \cdot l_0^2}{8} = \frac{660 \times 6,1^2}{8} = 3120 \text{ кгм}$$

От нормативной длительно действующей нагрузки

$$M^H = \frac{q^H \cdot l_0^2}{8} = \frac{430 \times 6,1^2}{8} = 200 \text{ кгм}$$

### 3. Расчётные характеристики материалов

Принят: бетон М 200;  $R_u = 100 \text{ кг}$ ;  $R_p = 7,2 \text{ кг/см}^2$   
 арматура - рабочие стержни из стали класса А-II,  
 $R_a = 2700 \text{ кг/см}^2$ ; конструктивные стрежни из стали  
 класса А-I.

### 4. Расчёт прочности нормальных сечений

Эквивалентное шечение панели (по площади и моменту инерции показано на рис. 78. Отношение  $\frac{h_n}{h} = \frac{3}{22} = 0,136$

$\frac{h_n}{h} = 0,136 > 0,1$ , поэтому в расчёт вводится вся ширина полки таврового сечения  $b_n = 119 \text{ см}$ . Момент, воспринимаемый верхней полкой сечения:

$$M_n = R_u \cdot b_n' \cdot h_n' \left( h_0 - \frac{h_n}{2} \right) = 100 \cdot 119 \cdot 3,0 \left( 19,5 - \frac{3,0}{2} \right) =$$

$$= 643000 \text{ кгсм} = 6430 \text{ кгм},$$

$$M_n = 6430 \text{ кгм} > M = 3760 \text{ кгм}$$

Следовательно, нейтральная ось будет проходить в пределах толщины полки, поэтому сечение рассматриваем как прямоугольное с шириной равной  $b_n'$ .

$$\lambda_0 = \frac{M}{R_u \cdot b_n' \cdot h_0^2} = \frac{376000}{100 \times 119 \times 19,5^2} = 0,0832$$

По таблице приложения II  $\gamma_0 = 0,956$ . Необходимое сечение рабочей арматуры:



$$F_a = \frac{M}{R_a \cdot \gamma_c \cdot h_0} = \frac{376000}{2700 \times 0,956 \times 19,5} = 7,5 \text{ см}^2$$

Принимаем 4  $\phi$  А-II,  $F_a = 8,04 \text{ см}^2$ . В среднем ребре размещаем 50% площади сечения рабочей арматуры.

### 5. Расчёт прочности наклонных сечений

Условие ограничения образования широко раскрытых наклонных трещин:

$$Q_b = 0,25 R_{и} \cdot b_p \cdot h_0 = 0,25 \cdot 100 \cdot 5 \cdot 19,5 = 2440 \text{ кГ}$$

$$Q_b = 2440 \text{ кГ} < Q = 2480 \text{ кГ}$$

Определяем поперечную силу приходящуюся на среднее ребро (на среднее ребро приходится половина грузовой площади панели):

$$Q = 0,5 \times 2480 = 1240 \text{ кГ}$$

Условие  $Q = 1240 \text{ кГ} < Q_b = 2440 \text{ кГ}$  - выполняется.

Поперечная сила, воспринимаемая бетоном перед образованием наклонной трещины:

$$Q_b = R_p \cdot b_p \cdot h_0 = 7,2 \times 5 \times 19,5 = 700 \text{ кГ} < Q = \frac{2480}{2} \text{ кГ}$$

Следовательно, необходим расчёт поперечной арматуры.

Определяем максимальное расстояние между поперечными стержнями:

$$U_{\max} = \frac{0,1 \cdot R_{и} \cdot b_p \cdot h_0^2}{Q} = \frac{0,1 \times 100 \times 5 \times 19,5^2}{1240} = 15,4 \text{ см}$$

Поперечные стержни принимаем  $\phi$  6 мм ( $f_k = 0,28 \text{ см}^2$ ) из стали класса А-I ( $R_{ак} = 1700 \text{ кГ/см}^2$ ), их шаг  $U = 10 \text{ см} \approx \frac{h}{2}$ .

Определими погонное усилие:

$$q_x = \frac{R_{ax} \cdot f_x \cdot l}{u} = \frac{1700 \times 0,28 \times 1}{10} = 47,5 \text{ кг/см}$$

Вычисляем несущую способность бетона и поперечных стержней:

$$Q_{x,b} = \sqrt{0,6 R_n \cdot b_p \cdot h_0^2 \cdot q_x} - q_x \cdot u = \sqrt{0,6 \cdot 100 \cdot 5 \cdot 19,5^2 \cdot 47,5} - 47,5 \cdot 10 = 1850 > Q = \frac{2480}{2} \text{ кг}$$

Прочность по наклонным сечениям обеспечена.

### 6. Расчёт верхней полки панели на местный изгиб

Расчётный момент, воспринимаемый верхней полкой панели шириной  $l$  м:

$$M = \frac{q \cdot l^2}{11} = \frac{(360 \times 1,1 + 200 \times 1,4) \times 0,52^2}{11} = 16,6 \text{ кгм}$$

Рабочая высота приближённо принята:

$$h_0 = \frac{h_n}{2} = \frac{3,0}{2} = 1,5 \text{ см}$$

Коэффициент:

$$A_0 = \frac{M}{R_n \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{1660}{100 \times 100 \times 1,5^2} = 0,074$$

По таблице приложения II находим  $\gamma_0 = 0,961$ . Необходимое сечение арматуры верхней полки панели шириной  $l$  м.

$$F_a = \frac{M}{R_n \cdot \gamma_0 \cdot h_0} = \frac{1660}{2100 \times 0,961 \times 1,5} = 0,55 \text{ см}^2$$

Из условия сварки принимаем стержни  $\phi$  6 мм из стали класса А-I с шагом 150 мм.

### 7. Расчёт панели по деформациям

Определяем прогиб панели посредине пролёта:

$$f = 0,8 (f_1 + f_2 + f_3)$$

Эквивалентное сечение панели - двутавровое (рис. 76)

Определяем прогиб панели  $f_1$  от полной нормативной

нагрузки  $q^n = 660 \text{ кг/м}$ .

Величину коэффициента  $\gamma'$  определяем по формуле

$$\gamma' = \frac{(b_n - b) \cdot h_n'}{b \cdot h_0} = \frac{(119 - 15) \times 3}{15 \times 19,5} = 1,07$$

Относительная высота сжатой зоны бетона  $\xi$  :

$$\xi = \frac{I}{1,8 + \frac{I + 5(L + T)}{10 \mu \cdot \pi}}$$

где:

$$\mu = \frac{F_a}{b \cdot h_0} = \frac{8,04}{15 \times 19,5} = 0,0274$$

$$\pi = \frac{E_a}{E_b} = \frac{2,1 \times 10^6}{2,65 \times 10^5} = 7,9$$

$$T = \gamma' \left(1 - \frac{h_n'}{2 h_0}\right) = 1,07 \left(1 - \frac{3}{2 \times 19,5}\right) = 0,98$$

$$L = \frac{M^n}{b \cdot h_0^2 \cdot R_u} = \frac{312000}{15 \times 19,5^2 \times 180} = 0,305$$

тогда:

$$\xi = \frac{I}{1,8 + \frac{I + 5(0,305 + 0,98)}{10 \times 0,0274 \times 7,9}} = 0,192$$

Так как  $\xi = 0,192 > \frac{h_n}{h_0} = \frac{3,0}{19,5} = 0,155$ ,

то сечение рассматриваем как двутавровое. Определим расстояние  $\mathcal{Z}_1$  от центра тяжести растянутой арматуры по точки приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне сечения:

$$\mathcal{Z}_1 = h_0 \left[1 - \frac{h_n' \gamma' + \xi^2}{2(\gamma' + \xi)}\right] = 19,5 \left[1 - \frac{19,5 \cdot 1,07 + 0,192^2}{2(1,07 + 0,192)}\right] =$$

$$= 18,1 \text{ см}$$

Величины коэффициентов  $\psi_e$  и  $\gamma$  приняты равными [1] :

$$\psi_e = 0,9; \quad \gamma = 0,5$$

Коэффициент  $\psi_a$  определяется по формуле

$$\psi_a = 1,3 - \delta \frac{M_{\text{в.т.}}}{M^H}$$

Изгибающий момент  $M_{\text{в.т.}} = 0,8 R_p^H W_{\text{в.т.}}$

Удрузопластический момент сопротивления сечения

$$W_{\text{в.т.}} = b h^2 \left[ (1 - \xi_T) \left( \frac{1}{2} - \frac{\xi_T}{6} \right) + \gamma_i \left( 1 - \delta_i - \frac{\xi_T}{3} \right) + 2 \gamma_i' \frac{\xi_T - \delta_i'}{1 - \xi_T} \left( \frac{\xi_T}{3} - \delta_i' \right) \right];$$

где:  $\delta_i = \delta_i' = \frac{h_{\text{п}}}{2 h} = \frac{3}{2 \times 22} = 0,068$

$$\gamma_i = \gamma_i' = \frac{(b_{\text{п}} - b) h_{\text{п}}}{b h} = \frac{(119 - 15) \times 3}{15 \times 22} = 0,945$$

$$\xi_T = \frac{1 + \gamma_i + 2 \gamma_i' \delta_i'}{2 + \gamma_i + 2 \gamma_i'} = \frac{1 + 0,945 + 2 \times 0,945 \times 0,068}{2 + 0,945 + 2 \times 0,945} = 0,43$$

тогда:

$$W_{\text{в.т.}} = 15 \times 22^2 \left[ (1 - 0,43) \left( \frac{1}{2} + \frac{0,43}{3} \right) + 0,945 (1 - 0,068 - \frac{0,43}{3}) + 2 \times 0,945 \frac{0,43 - 0,068}{1 - 0,43} \left( \frac{0,43}{3} - 0,068 \right) \right] = 8300 \text{ см}^3$$

$$M_{\text{в.т.}} = 0,8 \times 16 \times 8300 = 107000 \text{ кгсм} = 1070 \text{ кГм}$$

Коэффициент  $\delta$  принят равным 1,1 [1], тогда

$$\psi_a = 1,3 - 1,1 \frac{1070}{3120} = 0,92$$

Жёсткость В при кратковременном действии всей нагрузки:

$$B = \frac{h_0 \cdot Z_1}{\frac{\Psi_a}{E_a \cdot F_a} + \frac{\Psi_b}{(\gamma' + \xi) \cdot b \cdot h_0 \cdot E_b \cdot I}} =$$

$$= \frac{19,5 \times 18,1}{2,1 \cdot 10^6 \cdot 8,04 + \frac{0,9}{(1,07 + 0,192) \cdot 15 \cdot 19,5 \cdot 0,265 \cdot 10^6 \cdot 0,5}} = 4,95 \cdot 10^9$$

Прогиб  $f_1$ :

$$f_1 = \frac{5}{384} \times \frac{q \cdot l^4}{B} = \frac{5 \times 6,6 \times 6 \cdot 10^4}{384 \times 4,95 \times 10^9} = 2,44 \text{ см}$$

Определяем начальный прогиб  $f_2$  от длительно действующей части нагрузки  $q^H = 430 \text{ кг/м}$

$$\Psi_a = 1,3 - 1,1 \frac{1070}{2000} = 0,71$$

Жёсткость В от длительно действующей части нагрузки:

$$B = \frac{19,5 \times 18,1}{2,1 \cdot 10^6 \cdot 8,04 + \frac{0,9}{(1,07 + 0,192) \cdot 15 \cdot 19,5 \cdot 0,265 \cdot 10^6 \cdot 0,5}} = 5,74 \cdot 10^9$$

Прогиб  $f_2$ :

$$f_2 = \frac{5 \times 4,3 \times 6 \cdot 10^4}{384 \times 5,74 \times 10^9} = 1,36 \text{ см}$$

Определяем полный прогиб  $f_3$  от длительно действующей части нагрузки  $q^H = 430 \text{ кг/м}$

$$\Psi_a = 1,3 - 0,8 \frac{1070}{2000} = 0,87$$

Жёсткость В:

$$B = \frac{19,5 \times 18,1}{\frac{0,87}{2,1 \cdot 10^6 \cdot 8,04} + \frac{0,9}{(1,07+0,192)15 \cdot 19,5 \cdot 0,265 \cdot 10^6 \cdot 0,15}} = 3,28 \cdot 10^9$$

Прогнб  $f_3$ :

$$f_3 = \frac{5}{3,28} \times \frac{4,3 \times 610^4}{10^5} = 2,34 \text{ см}$$

Суммарный прогиб:

$$f = 0,8(f_1 + f_2 + f_3) = 0,8(2,44 + 1,36 + 2,34) = 2,74 \text{ см}$$

Относительный прогиб:

$$\frac{f}{l} = \frac{2,74}{610} = \frac{1}{222} < \frac{1}{200}$$

### 8. Расчёт панели по раскрытию трещин

Вычисляем упругопластический момент сопротивления  $W_T$  по приближённой формуле [2]:

$$W_T = W_{ат} + 1,5n \cdot F_a \cdot h = 8300 + 1,5 \cdot 7,9 \cdot 8,04 \cdot 22 = 10400 \text{ см}^3$$

Определяем ширину раскрытия трещин  $\sigma_{T1}$ :

$$\sigma_{T1} = \psi_a \frac{\sigma_a}{E_a} \cdot l_T$$

где:  $\sigma_a = \frac{M^H}{Z_1 \cdot F_a} = \frac{312000}{18,1 \times 8,04} = 2150 \text{ кг/см}^2$

$$l_T = k_1 \cdot n \cdot u \cdot r,$$

$$k_1 = \frac{W_T}{n \cdot F_a \cdot Z_1} - 2 = \frac{10400}{7,9 \times 8,04 \times 18,1} - 2 = 7,05$$

$$u = \frac{F_a}{S} = \frac{F_a}{\pi \cdot \Sigma d} = \frac{8,04}{3,14 \times 4 \times 1,6} = 0,4$$

S - периметр сечения арматуры.

Коэффициент  $\eta$  зависит от профиля арматуры и принимается для стержней периодического профиля  $\eta = 0,7$

$$l_T = 7,05 \times 7,9 \times 0,4 \times 0,7 = 15,6 \text{ см}$$

тогда:

$$\alpha_{T_1} = \psi_\sigma \frac{\sigma_a}{E_a} l_T = 0,92 \frac{2150}{2,1 \times 10^6} 15,6 = 0,15 \text{ мм}$$

Определяем ширину раскрытия трещин  $\alpha_{T_2}$ :

$$\sigma_a = \frac{M^H}{\alpha_1 F_a} = \frac{200000}{18,1 \times 8,04} = 1380 \text{ кг/см}^2$$

$$\alpha_{T_2} = \psi_\sigma \frac{\sigma_a}{E_a} l_T = 0,71 \frac{1380}{2,1 \times 10^6} 15,6 = 0,07 \text{ мм}$$

Определяем ширину раскрытия трещин  $\alpha_{T_3}$ :

$$\alpha_{T_3} = \psi_\sigma \frac{\sigma_a}{E_a} l_T = 0,87 \frac{1380}{2,1 \times 10^6} 15,6 = 0,09 \text{ мм}$$

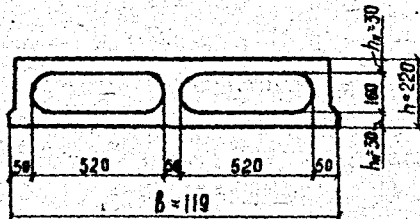
Полная ширина раскрытия трещин:

$$\alpha_T = \alpha_{T_1} + \alpha_{T_2} + \alpha_{T_3} = 0,15 + 0,07 + 0,09 = 0,31 \text{ мм}$$

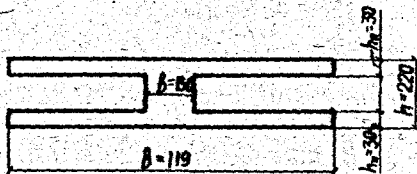
$$\alpha_T = 0,31 \text{ мм} < \alpha_{\text{доп}} = 0,3 \text{ мм}$$

### 9. Указания по конструированию панели

Рабочие стержни панели ставим в ребра, причём в среднее ребро ставим 2 стержня. Рабочие стержни объединяются в нижнюю рабочую сетку С-1 стержнями  $\phi$  6 мм А-1 с шагом 300 мм. По верху панели ставится конструктивная сетка С-2 из стали класса А-1  $\phi$  6 мм и шагом 150 мм. Для восприятия поперечной силы ставим три каркаса К-1 из стержней класса А-1  $\phi$  6 мм с шагом поперечных стержней 100 мм. (рис. 7г).



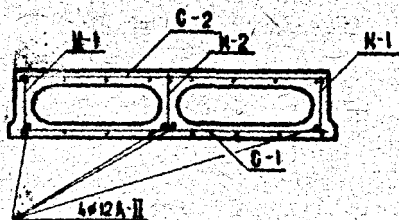
а) ПОПЕРЕЧНОЕ СЕЧЕНИЕ ПАНЕЛИ



б) ЭКВИВАЛЕНТНОЕ СЕЧЕНИЕ ПАНЕЛИ



в) РАСЧЕТНАЯ СХЕМА ПАНЕЛИ



з) ПРИНЦИП АРМИРОВАНИЯ ПАНЕЛИ

Рис. 7



## У1. РАСЧЁТ РЕБРИСТОЙ ПАНЕЛИ (1,5 x 5,6 м)

### I. Расчённые пролёты и нагрузки

Конструктивная ширина панели принята на 20 мм меньше т.е.

$$b = b^n - 20 = 1500 - 20 = 1480 \text{ мм}$$

В соответствии с принятыми размерами ригеля конструктивная длина плиты принята равной 5550 мм. Остальные размеры указаны на рис. 8а.

В конструкции плиты предусмотрено пять поперечных рёбер. Таким образом полка в каждом пролёте между поперечными рёбрами будет работать как плита, опертая по контуру. Поперечные рёбра работают как однопролётные балки таврового сечения, частично закреплённые на опорах, т.е. в продольных рёбрах.

Продольные рёбра могут рассматриваться как балки таврового сечения, свободно опертые на полки ригелей.

Высота торцовых поперечных рёбер для удобства сопряжения с ригелем принята равной высоте продольных рёбер. Промежуточные рёбра приняты меньшей высоты.

### НОРМАТИВНЫЕ И РАСЧЁТНЫЕ НАГРУЗКИ НА 1 м<sup>2</sup> ПЕРЕКРЫТИЯ

В и д загрузки	Нормативная нагрузка	Коэффициент перегрузки	Расчётная нагрузка
----------------	----------------------	------------------------	--------------------

П о с т о я н н а я :

1. Асфальтобетон 0,05x1800	90	1,2	108
2. Перегородки	75	1,1	82
и т о г о :			165
			190

В р е м е н н а я :

1. Длительная	1200	1,2	1440
2. Кратковременная	300	1,2	360
Полная нагрузка		$q_n^H = 1665$	$q_n = 1990$

## 2. Расчётные характеристики материалов

П р и н я т : бетон марки 300;  $R_u = 160 \text{ кг/см}^2$ ;  
 $R_p = 10,5 \text{ кг/см}^2$ ; арматура: плиты - сетка из арматурной проволоки  $R_a = 3150 \text{ кг/см}^2$ ; рёбер - стержни из стали класса А-III  $R_a = 3400 \text{ кг/см}^2$ .

## 3. Расчёт полки

Полку рассчитываем как квадратную плиту, опертую по контуру, т.к.  $l_1 \approx l_2$  (рис. 7а)

Расчётная нагрузка от собственного веса полки:

$$q_n = h'_n \gamma \cdot n = 0,05 \times 2800 \times 1,1 \approx 140 \text{ кг/м}^2$$

Полная равномерно распределённая нагрузка на полку

$$q = q_n + q_p = 140 + 1990 = 2130 \text{ кг/см}^2$$

Полку армируем сеткой с одинаковой арматурой в обоих направлениях и одного сечения в пролёте и на опорах. Поэтому при расчёте методом предельного равновесия расчётный изгибающий момент, отнесённый к полосе шириной

$b = 1 \text{ м}$ , может быть вычислен по формуле:

$$M = \frac{q \cdot l^2}{48} = \frac{2130 \times 1,25^2}{48} = 70 \text{ кгм} = 7000 \text{ кгс·м}$$

Рабочая высота приближённо принята

$$h_0 = \frac{h'_n}{2} = \frac{5}{2} = 2,5 \text{ см.}$$

Коэффициент

$$A_0 = \frac{M}{R_u \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{7000}{160 \times 100 \times 2,5^2} = 0,07$$

По таблице приложения II находим  $\gamma_0 = 0,963$

Необходимое сечение арматуры полосы полки шириной

I м:

$$F_a = \frac{M}{R_a \cdot \gamma_0 \cdot h_0} = \frac{7000}{3150 \times 0,963 \times 2,5} = 0,93 \text{ см}^2$$

Принимаем сетку 200/200 5/5 из обыкновенной арматурной проволоки, имеющую площадь поперечного сечения на I пог.м: продольной арматуры  $F_a = 1,08 \text{ см}^2$ , поперечной  $0,98 \text{ см}^2$ .

#### 4. Расчёт поперечных рёбер

В целях упрощения расчёта некоторым заземлением поперечных рёбер пренебрегаем и рассматриваем их как свободно опертые балки пролётом  $l_p = 1270 \text{ мм}$  (рис. 86)

Расчётное сечение принято таврового профиля, ребро которого имеет трапециевидное сечение с шириной понизу  $b_n = 50 \text{ мм}$ , на уровне низа полки  $b_b = 100 \text{ мм}$ . Расчётная ширина сечения ребра принята равной среднему значению т.е.  $\bar{b} = 7,5 \text{ см}$ , а полная высота  $h = 20 \text{ см}$ .

Ширина свесов принята  $b_{св} = \frac{l_p}{6} = 1270/6 = 210 \text{ мм}$

(рис. 76). Расчётная ширина полки поперечного ребра:

$$b'_n = 2b_{св} + b_b = 2 \times 210 + 100 = 520 \text{ мм} = 52 \text{ см}$$

Рабочая высота сечения:

$$h_0 = h - a = 20 - 3 = 17 \text{ см}$$

Нагрузка на ребро полки принята в виде треугольника с максимальной ординатой:

$$q_{гр} = q \left( 2 \frac{l_f}{2} + b_p \right) = 2130 \left( 2 \frac{1,25}{2} + 0,1 \right) = 2880 \text{ кг/м}$$

Округлено с учётом собственного веса ребра, ордината принята  $q_{гр} = 3000$  кг/м. Наибольший изгибающий момент:

$$M = \frac{q_{гр} \cdot l_p^2}{12} = \frac{3000 \times 1,27^2}{12} = 400 \text{ кгм}$$

Момент, воспринимаемый верхней полкой:

$$M_n = R_n b_n h_n' \left( h_n - \frac{h_n'}{2} \right) = 160 \cdot 52 \cdot 5 \left( 17 - \frac{5}{2} \right) = 60000 \text{ кг/см}$$

$$M_n = 6000 > M = 400 \text{ кгм}$$

Следовательно, нейтральная ось будет проходить в пределах толщины полки, поэтому сечение рассчитываем как прямоугольное с шириной равной  $b_n'$ .

$$A_o = \frac{M}{b_n' h_o^2 R_n} = \frac{40000}{52 \times 17^2 \times 160} = 0,0167$$

По таблице приложения II находим  $\gamma_o = 0,992$

Необходимое сечение арматуры:

$$F_a = \frac{M}{R_a \gamma_o h_o} = \frac{40000}{3400 \times 0,992 \times 17} = 0,7 \text{ см}^2$$

Принимаем I  $\phi$  IO A-III;  $F_a = 0,785 \text{ см}^2$

Наибольшая поперечная сила:

$$Q = \frac{q_{гр} \cdot l_p}{4} = \frac{3000 \times 1,27}{4} = 940 \text{ кг}$$

Поперечная сила, воспринимаемая бетоном перед образованием наклонной трещины:

$$Q_b = R_p \cdot b \cdot h_0 = 10,5 \times 7,5 \times 17 = 1340 \text{ кГ}$$

$$Q_b = 940 \text{ кГ} < Q_b = 1340 \text{ кГ}$$

- вся поперечная сила может быть воспринята бетоном, поперечные стержни по расчёту не требуются. Принимаем поперечные стержни из стали класса А-I диаметром 6 мм с шагом

$$U = \frac{h}{2} = \frac{20}{2} = 10 \text{ см}$$

### 5. Расчёт продольных рёбер

Продольные рёбра рассматриваем как однопролётную балку опёртую на полки ригеля. За расчётный пролёт балки принимаем расстояние между центрами нижних граней крайних поперечных рёбер плиты  $l = 5450 \text{ мм}$  (рис. 8а)

Расчётное сечение может быть принято таврового профиля, ширина ребра которого равна удвоенной ширине ребра плиты, т.е.  $b = 2b_p = 2 \times 85 = 170 \text{ мм}$ .

Учитывая тщательную заливку швов между панелями, ширина полки принята  $b_n = b^H = 1500 \text{ мм}$ . При этом удовлетворяется условие:

$$b_{св} = \frac{b_n - b}{2} = \frac{1500 - 170}{2} = 655 < \frac{l}{6} = \frac{5450}{6} = 908 \text{ мм}$$

Нагрузка на продольные рёбра состоит из опорных давлений поперечных рёбер и нагрузки, передающейся непосредственно от полки, распределённой в виде треугольников. Без существенной погрешности эту систему нагрузок заменяем равномерно распределённой, которая имела бы место при отсутствии поперечных рёбер.

Собственный вес плиты принят  $q^H = 300 \text{ кГ/см}^2$

Расчётная нагрузка на I пог.м ребра

$$q = (q_n + q_n^H) \cdot b^H = (1990 + 300 \times 1,1) \times 1,5 \approx 3500 \text{ кг/м}$$

Нормативная нагрузка на I пог.м ребра для расчёта прогибов: длительно действующая (вся постоянная и часть временной):

$$q^H = (q_n^H + P_n^H + q_n^H) \cdot b^H = (165 + 1200 + 300) \times 1,5 = 2500 \text{ кг/м}$$

полная нормативная

$$q^n = (q_n^H + q_n^H) \cdot b^H = (1665 + 300) \times 1,5 \approx 2960 \text{ кг/м}$$

Расчёт прочности по нормальному сечению

Наибольший изгибающий момент

$$M = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{3500 \times 5,45^2}{8} = 13000 \text{ кгм}$$

Рабочая высота ребра:

$$h_0 = h - a = 40 - 5 = 35 \text{ см}$$

Момент, воспринимаемый верхней полкой:

$$M_n = R_n \cdot b_n^H \cdot h_n^H \cdot \left( h_0 - \frac{h_n^H}{2} \right) = 160 \times 150 \times 5 \cdot \left( 35 - \frac{5}{2} \right) = 3900000 = 39000 \text{ кгм}$$

$$M_n = 39000 \text{ кгм} > M = 13000 \text{ кгм}$$

Следовательно, нейтральная ось проходит в пределах толщины полки, поэтому сечение рассчитываем как прямоугольное:

$$A_0 = \frac{M}{R_n \cdot b_n^H \cdot h_0^2} = \frac{1300000}{160 \times 150 \times 35^2} = 0,044$$

По таблице приложения II находим  $\gamma_o = 0,937$ . Необходимое сечение продольной растянутой арматуры из стали класса А-III.

$$F_a = \frac{M}{R_a \cdot \gamma_o \cdot h_o} = \frac{1300000}{3400 \times 0,973 \times 35} = 11,4 \text{ см}^2$$

Принимаем 4  $\phi$  20 А-III;  $F_a = 12,56 \text{ см}^2$

### Расчёт прочности наклонного сечения

Наибольшая поперечная сила

$$Q = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{3500 \times 5,45}{2} = 9550 \text{ кг}$$

Условие:  $Q = 9550 \text{ кг} < 0,25 R_w \cdot b \cdot h_o = 0,25 \cdot 160 \cdot 17 \cdot 35 = 23800$  выполняется. Так как  $Q = 9550 > R_p \cdot b \cdot h_o = 10,5 \times 17 \times 35 = 6250 \text{ кг}$ , то необходим расчёт поперечной арматуры.

Определяем максимальное расстояние между поперечными стержнями:

$$U_{\max} = \frac{0,1 R_w \cdot b_p \cdot h_o^2}{Q} = \frac{0,1 \times 160 \times 17 \times 35^2}{9550} = 35 \text{ см}$$

По конструктивным требованиям в средней части пролёта шаг поперечной арматуры принят:

$$U = \frac{3}{4} h = \frac{3}{4} \times 40 = 30 \text{ см}$$

Шаг стержней в крайних четвертях принят:

$$U = 15 \text{ см} < \frac{h}{2} = 20 \text{ см}$$

Принимаем поперечные стержни  $\phi$  8 мм ( $f_x = 0,503 \text{ см}$ ) из

стали класса А-I. Определяем предельное погонное усилие  $q_x$

$$q_x = \frac{R_{ст} \cdot f_x \cdot n}{U} = \frac{1700 \times 0,503 \times 2}{15} = 113 \text{ кг}$$

Несущая способность бетона и поперечной арматуры:

$$Q_{х.в} = \sqrt{0,6 R_{и} \cdot b_p \cdot h_0^2 \cdot q_x} - q_x \cdot U =$$

$$= 0,6 \times 160 \times 17 \times 35^2 - 113 \times 15 = 12000 \text{ кг}$$

$$Q_{х.в} = 12000 \text{ кг} > Q = 9560 \text{ кг}$$

Прочность по наклонным сечениям обеспечена.

### 6. Расчёт плиты по деформациям

Определяем геометрические характеристики сечения:

$$\gamma' = \frac{(b_n - b) \cdot h_n'}{b \cdot h_0} = \frac{(150 - 17) \times 5}{17 \times 35} = 1,12$$

Относительная высота сжатой зоны бетона:

$$\xi = \frac{1}{1,8 + \frac{1 + 5(L + T)}{10 \cdot \mu \cdot n}}$$

где:

$$\mu = \frac{F_a}{b \cdot h_0} = \frac{12,56}{17 \cdot 35} = 0,0211$$

$$n = \frac{E_a}{E_b} = \frac{2,0 \times 10^6}{3,15 \times 10^5} = 6,35$$

$$T = \gamma' \left( 1 - \frac{h_n'}{2 h_0} \right) = 1,12 \cdot \left( 1 - \frac{5}{2 \times 35} \right) = 1,03$$

Изгибающий момент от полной нормативной нагрузки:

$$M^H = \frac{q_n \cdot l^2}{8} = \frac{2960 \times 5,45^2}{8} = 11000 \text{ кгм}$$



Коэффициент

$$L = \frac{M^H}{R_{и}^H \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{11000}{260 \times 17 \times 35^2} = 0,203$$

тогда:

$$\xi = \frac{I}{1,8 + \frac{I + 5(0,203 + 1,03)}{10 \times 6,35 \times 0,0211}} = 0,14$$

Так как  $\xi = 0,14 < \frac{h_n}{h_0} = \frac{5}{35} = 0,143$  то нейтральная ось проходит в полке. Поэтому сечение рассматривается как прямоугольное шириной  $b'_n = b = 150$  см.

При этом  $\gamma' = 0, T = 0$

$$\mu = \frac{F_a}{b'_n \cdot h_0} = \frac{12,56}{150 \times 35} = 0,0024$$

$$L = \frac{M^H}{R_{и}^H \cdot b'_n \cdot h_0^2} = \frac{1100000}{260 \times 150 \times 35^2} = 0,023$$

$$\xi = \frac{I}{1,8 + \frac{I + 5L}{10 \mu \cdot \pi}} = \frac{I}{1,8 + \frac{I + 5 \times 0,023}{10 \times 0,0024 \times 6,35}} = 0,11$$

Высота сжатой зоны сечения:

$$x = \xi \cdot h_0 = 0,11 \times 35 = 3,8 \text{ см} < h'_n = 5 \text{ см}$$

Плечо пары внутренних сил:

$$Z_1 = h_0 - \frac{x}{2} = 35 - \frac{3,8}{2} = 33,1 \text{ см}$$

Пренебрегая сечением конструктивной сжатой арматуры, при

$$\frac{h'_n}{h} = \frac{5}{40} = 0,125 \quad \text{и} \quad \frac{b}{b'_n} = \frac{17}{150} = 0,11$$

находим расстояние от нижней грани ребра до центра тяжести расчётного бетонного сечения

$$y = \frac{\left(1 - \frac{b}{b_n}\right) \frac{h_n'}{h} \left(1 - 0,5 \frac{h_n'}{h}\right) + 0,5 \frac{b}{b_n}}{\left(1 - \frac{b}{b_n}\right) \frac{h_n'}{h} + \frac{b}{b_n}} \cdot h =$$

$$= \frac{(1 - 0,11) \times 0,125(1 - 0,5 \times 0,125) + 0,5 \times 0,11}{(1 - 0,11) \times 0,125 + 0,11} \cdot 40 = 28,6 \text{ см}$$

Находим момент инерции сечения по формуле:

$$J = \frac{b_n' \cdot h^3}{12} \left[ \left(1 - \frac{b}{b_n}\right) \left(\frac{h_n'}{h}\right)^3 + 12 \left(1 - \frac{b}{b_n}\right) \times \frac{h_n'}{h} \left(1 - \frac{y}{h} - 0,5 \frac{h_n'}{h}\right)^2 + \frac{b}{b_n} + 12 \frac{b}{b_n} \left(-\frac{y}{h} - 0,5\right)^2 \right] = \frac{150 \times 40^3}{12} \times$$

$$\times \left[ (1 - 0,11)(0,125)^3 + 12(1 - 0,11) \times 0,125 \left(1 - \frac{28,6}{40} - 0,5 \times 0,125\right)^2 + 0,11 + 12 \times 0,11 \left(\frac{28,6}{40} - 0,5\right)^2 \right] = 196000 \text{ см}^4$$

Момент сопротивления сечения по растянутой зоне при упругой работе материалов:

$$W_o = \frac{J}{y} = \frac{196000}{28,6} = 6860 \text{ см}^3$$

Момент сопротивления сечения по растянутой зоне с учётом упругопластических деформаций:

$$W_{\text{БТ}} = \gamma^v \cdot W_o = 1,75 \times 6860 = 12000 \text{ см}^3$$

где: для таврового сечения согласно таблице 34 СНиП П-В I-62  $\gamma^v = 1,75$

Изгибающий момент, воспринимаемый бетонным сечением непосредственно перед образованием трещин:

$$M_{\text{БТ}} = 0,8 R_p^H \cdot W_{\text{БТ}} = 0,8 \times 21 \times 12000 = 200000 \text{ кгсм}$$

Определяем прогиб панели  $f_1$  от полной нормативной нагрузки:

$$\psi_a = 1,3 - S \frac{M_{\text{БТ}}}{M^H} = 1,3 - 1,1 \frac{200000}{1100000} > 1$$

Принимаем  $\psi_{\alpha} = 1$ .

Жёсткость В при кратковременном действии всей нагрузки:

$$B = \frac{h_0 \cdot Z_1}{\frac{\psi_{\alpha}}{E_{\alpha} \cdot F_{\alpha}} + \frac{\psi_{\beta}}{\xi \cdot b_n \cdot h_0 \cdot E_{\beta} \cdot \gamma}} = \frac{35 \cdot 33,1}{\frac{1,0}{2 \times 10^6 \times 12,56} + \frac{0,9}{0,11 \times 150 \times 35 \times 3,15 \times 10^5 \times 0,5}} = 2,33 \cdot 10^{10}$$

$$B = 2,33 \times 10^{10} \text{ кгсм}^2$$

Прогиб  $f_1$

$$f_1 = \frac{5}{384} \times \frac{q^H \cdot l^4}{B} = \frac{5 \times 29,6 \times 545^4}{384 \times 2,33 \times 10^{10}} = 1,45 \text{ см}$$

Определяем начальный прогиб  $f_2$  от длительно действующей части нагрузки:  $q^H = 2500 \text{ кг/м}$

Изгибающий момент:

$$M^H = \frac{q^H \cdot l^2}{8} = \frac{2500 \times 5,45^2}{8} = 9300 \text{ кгм}$$

$$\psi_{\alpha} = 1,3 - S \frac{M_{в.г.}}{M^H} = 1,3 - 1,1 \frac{200000}{930000} > 1,0$$

Принимаем  $\psi_{\alpha} = 1$

Жёсткость от длительно действующей части нагрузки:

$$B = \frac{h_0 \cdot Z_1}{\frac{\psi_{\alpha}}{E_{\alpha} \cdot F_{\alpha}} + \frac{\psi_{\beta}}{\xi \cdot b_n \cdot h_0 \cdot E_{\beta} \cdot \gamma}} = 2,33 \times 10^{10} \text{ кгсм}^2$$

Прогиб  $f_2$

$$f_2 = \frac{5}{384} \times \frac{q^H \cdot l^4}{B} = \frac{5 \times 25 \times 545^4}{384 \times 2,33 \times 10^{10}} = 1,24 \text{ см}$$

Определяем полную деформацию  $f_3$  от длительно действующей части нагрузки  $q^H = 2500 \text{ кг/м}$

$$\psi_a = 1,3 - S \frac{M_{\text{в.г.}}}{M^H} = 1,3 - 0,8 \frac{200000}{930000} > 1,0$$

Принимаем  $\psi_a = 1$

Жёсткость  $B$  от длительно действующей части нагрузки при  $\nu = 0,15$

$$B = \frac{h_0 \cdot z_1}{\frac{\psi_a}{E_a \cdot F_a} + \frac{\psi_b}{\xi \cdot b_n \cdot h_0 \cdot E_b \cdot I}} =$$

$$= \frac{35 \times 33,1}{\frac{1,0}{2 \times 10^6 \times 12,56} + \frac{0,9}{0,11 \times 150 \times 35 \times 3,15 \times 10^5 \times 0,15}}$$

$$B = 1,6 \cdot 10^{10} \text{ кгсм}^2$$

Прогиб  $f_3$

$$f_3 = \frac{5}{384} \times \frac{q^H \cdot l^4}{B} = \frac{5 \times 25 \times 545^4}{384 \times 1,6 \times 10^{10}} = 1,78 \text{ см}$$

Суммарный прогиб:

$$f = f_1 - f_2 + f_3 = 1,45 - 1,24 + 1,78 = 1,99 \text{ см}$$

Относительный прогиб:

$$\frac{f}{l} = \frac{1,99}{545} = \frac{1}{274} < \frac{1}{200}$$

### 7. Расчёт по раскрытию трещин

Без большой погрешности можно считать, что центр тяжести приведенного сечения совпадает с центром тяжести бетонного сечения, т.е.  $y = 28,6 \text{ см}$  (см. предыдущий §).

В этом случае момент инерции приведенного сечения:

$$J_n = J + F_a n (\gamma - \alpha)^2 = 196000 + 12,56 \cdot 6,35 (28,6 - 5)^2 = 237000 \text{ см}^4$$

Момент сопротивления приведенного сечения по растянутой зоне:

$$W_0 = \frac{J_n}{\gamma} = \frac{237000}{28,6} = 8300 \text{ см}^3$$

Момент сопротивления с учётом упруго-пластических деформаций:

$$W_T = \gamma \cdot W_0 = 1,75 \times 8300 = 14500 \text{ см}^3$$

Коэффициент:

$$K_1 = \frac{W_T}{n \cdot F_a \cdot \alpha_1} - 2 = \frac{14500}{6,35 \times 12,56 \times 33,1} - 2 = 3,5$$

Периметр стержней арматуры

$$S = \pi \cdot \sum d = 3,14 \times 2 \times 2 = 12,56 \text{ см}$$

Отношение:

$$u = \frac{F_a}{S} = \frac{12,56}{12,56} = 1,0 \text{ см}$$

Расстояние между трещинами:

$$l_T = K_1 \cdot n \cdot u \cdot \rho = 3,5 \times 6,35 \times 1,0 \times 0,7 = 15,5 \text{ см}$$

Здесь принято  $\rho = 0,7$  (для стержней периодического профиля). Напряжение в растянутой арматуре при полной нормативной нагрузке:

$$\sigma_a = \frac{M^H}{\alpha_1 \cdot F_a} = \frac{110 \cdot 000}{33,1 \times 12,56} = 2650 \text{ кг/см}^2$$

Ширина раскрытия трещин  $\sigma_{T1}$  от кратковременного действия всей нагрузки

$$\sigma_{T_1} = \psi_a \frac{\sigma_a}{E_a} \cdot l_T = 1,0 \cdot \frac{2650}{2 \times 10^5} \times 15,5 = 0,02 \text{ см} = 0,2 \text{ мм}$$

Ширина раскрытия трещин  $\sigma_{T_2}$  от кратковременного действия длительно действующей нагрузки

$$\sigma_{T_2} = \frac{M^H}{\sum_i F_a} = \frac{930000}{33,1 \times 12,56} = 2240 \text{ кг/см}^2$$

$$\sigma_{T_2} = \psi_a \frac{\sigma_a}{E_a} l_T = 1,0 \cdot \frac{2240}{2 \times 10^5} \times 15,5 = 0,0175 \text{ см} = 0,175 \text{ мм}$$

Ширина раскрытия трещин  $\sigma_{T_3}$  от длительного действия длительно действующей нагрузки

$$\sigma_{T_3} = \psi_a \frac{\sigma_a}{E_a} l_T = 1,0 \times \frac{2240}{2 \cdot 10^5} \times 15,5 = 0,0175 \text{ см} = 0,175 \text{ мм}$$

Полная ширина раскрытия трещин

$$\sigma_T = \sigma_{T_1} + \sigma_{T_2} + \sigma_{T_3} = \sigma_{T_1} = 0,2 \text{ мм} < \sigma_{T_{пр}} = 0,3 \text{ мм}$$

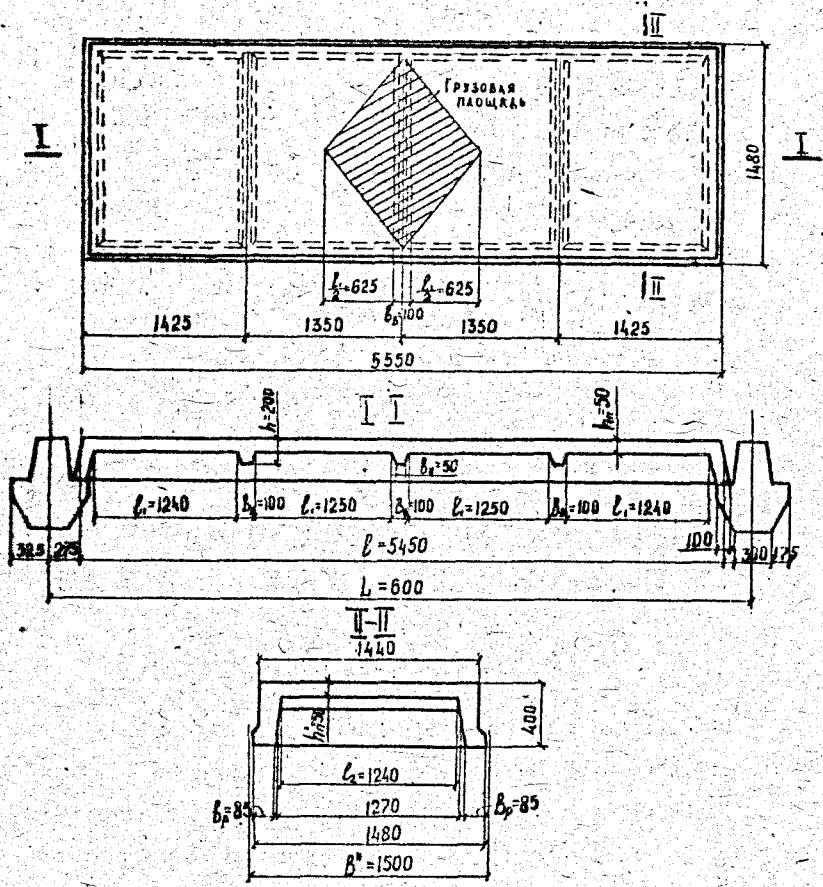
#### 4. Указания по конструированию панели

Полка армируется стандартными сетками 200/200 5/5

Сетка С-2 средней части полки укладывается между поперечными ребрами в нижней зоне с защитным слоем  $h_{зс} = 15 \text{ мм}$ . Над поперечными ребрами сетка укладывается на каркасы и таким образом переводится в верхнюю зону полки для восприятия растягивающих усилий припорной зоны.

Сетка С-1 установлена в верхней зоне полки около продольных ребер также с целью восприятия растягивающих усилий, возникающих в верхней зоне около опор. Для анкеровки сетка С-1 заводится на 100 мм в ребро (рис. 96).

Продольная арматура 2  $\phi$  20 А-III продольного ребра при помощи монтажного стержня  $\phi$  8 А-I и поперечных стержней  $\phi$  8 А-I образуют каркас К-I. Также в плоские каркасы К-2 при помощи монтажного стержня  $\phi$  6 мм А-I и поперечных стержней  $\phi$  6 А-I (шаг 10 см) объединена арматура (1  $\phi$  10 А-III) поперечных ребер. Сечение арматуры торцевых ребер принимаются такие же как и промежуточных поперечных ребер.



а) ОПЛАВЧОЧНЫЙ ЧЕРТЕЖ ПАНЕЛИ

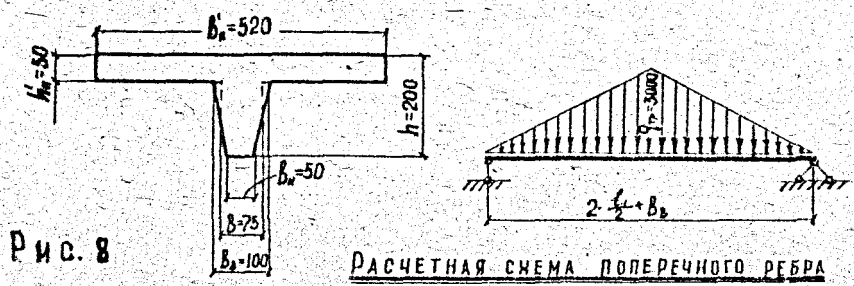
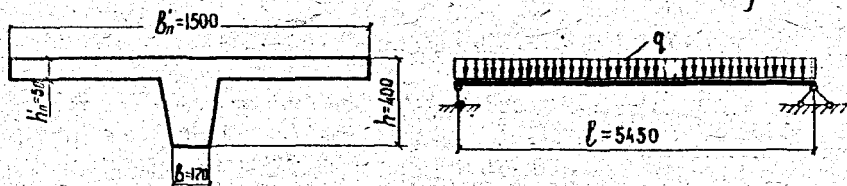


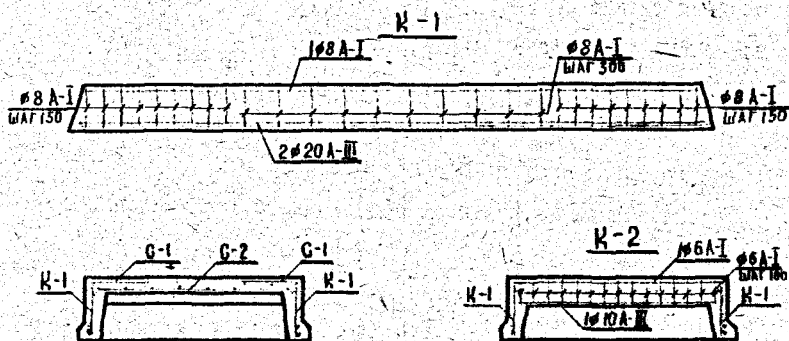
Рис. 8

РАСЧЕТНАЯ СХЕМА ПОПЕРЕЧНОГО РЕБРА





а) РАСЧЕТНАЯ СХЕМА ПРОДОЛЬНОГО РЕБРА



б) ПРИНЦИП АРМИРОВАНИЯ РЕБРИСТОЙ ПАНТИ

РИС. 9

УП. РАСЧЁТ ЦЕНТРАЛЬНО НАГРУЖЕННОЙ КОЛОННЫ

Производим расчёт колонны I этажа 4-х этажного здания (сетка колонн  $6 \times 6 \text{ м}^2$  и высота этажа  $H = l_0 = 6 \text{ м}$ ). Сечение колонны принято  $40 \times 40 \text{ см}$ .

Расчётная нагрузка на  $1 \text{ м}^2$  грузовой площади приняты:

от веса настлов и полезной нагрузки	- 2000 кг/м <sup>2</sup>
от веса ригеля	- 100 кг/м <sup>2</sup>
временная (полезная) нагрузка	- 500 кг/м <sup>2</sup>

1. Подсчёт нагрузок на колонну

Грузовая площадь  $S = 6,0 \times 6,0 = 36 \text{ м}^2$

Расчётная нагрузка от собственного веса колонны сечением :

$$G_k = b_k \cdot h_k \cdot H \cdot \gamma \cdot n = 0,4 \times 0,4 \times 6,0 \times 2500 \times 1,1 = 2640 \text{ кг}$$

Расчётная нагрузка на колонну:

длительно действующая нагрузка:

$$[(2000 + 100) \times 36 + 2600] \times 3 = 235800 \text{ кг}$$

кратковременно действующая нагрузка:

$$500 \times 36 \times 3 = 54000 \text{ кг}$$

Характеристики материалов: бетон М 300,  $R_{пр} = 130$ , продольная арматура из стали класса А-III  $R_{ас} = 3400$ , монтажная и поперечная арматура из стали класса А-I.

Для определения расчётной приведенной силы находим коэффициент  $m_{дл}$ , величина которого зависит от гибкости колонны. При отношении  $l_0/b_k = 6/0,4 = 15$  по табл. II

приложения III находим  $m_{дл} = 0,91$ ;  $\psi = 0,91$ .

Расчётная приведенная сила:

$$N_n = \frac{N_{дл}}{m_{дл}} + N_{кр} = \frac{235800}{0,91} + 54000 = 313000 \text{ кг}$$

Сечение колонны предварительно было принято:

$$b_k = 40 \text{ см}, h_k = 40 \text{ см}, F = b_k h_k = 40 \times 40 = 1600 \text{ см}^2$$

Необходимое сечение арматуры:

$$F_a = \frac{\frac{N_n}{\psi} - R_{пр} \cdot F}{R_{ас}} = \frac{\frac{313000}{0,91} - 130 \times 1600}{3400} = 40,0 \text{ см}^2$$

Принимаем 12  $\phi$  22 А-III,  $F_a = 45,86 \text{ см}^2$

Коэффициент армирования:

$$\mu = \frac{F_a}{F} = \frac{45,61}{1600} = 0,0285 < \mu_{\max} = 0,03$$

Коэффициент армирования при сечении колонны  $F_k = b_k \times h_k = 35 \times 40 \text{ см}$ , составил бы:

$$\frac{l_0}{b_k} = \frac{6}{0,35} = 17, m_{дл} = 0,87, \psi = 0,87$$

$$N_n = \frac{N_{дл}}{m_{дл}} + N_{кр} = \frac{235800}{0,87} + 54000 = 438000 \text{ кг}$$

$$\mu = \frac{F_a}{F} = \frac{\frac{N_n}{\psi} - R_{пр} \cdot F}{R_{ас}} = \frac{\frac{438000}{0,87} - 130 \times 35 \times 40}{3400}$$

$$\mu = 0,054 \gg \mu_{\max} = 0,03$$

Поэтому сечение  $b_k = 40 \text{ см}$  и  $h_k = 40 \text{ см}$ , может быть принято как окончательное. Из условия технологии сварки поперечная арматура принята из стержней  $\phi_2 = 8 \text{ мм}$  из стали класса А-№ I. Шаг поперечных стержней принят

$$U = 400 \text{ мм} < 20\% = 20 \times 22 = 440 \text{ мм. Аналогично}$$

рассчитывается колонна II и III этажей.

## 2. Расчёт консоли

Ригель, опирающийся на консоль колонны участком  $b_s = 30$  см, передаёт нагрузку на колонну с грузовой площадью равной  $\frac{6 \times 6}{2} = 18 \text{ м}^2$ . Расчётная нагрузка на I м<sup>2</sup> грузовой площади состоит из веса настила и полезной нагрузки ( $2000 \text{ кг/м}^2$ ), веса ригеля ( $100 \text{ кг/м}^2$ ) и кратковременной нагрузки ( $500 \text{ кг/м}^2$ ). Общая нагрузка  $Q$  будет равна:

$$Q = (2000 + 1000 + 500,0) \times 18 = 47000 \text{ кг} = 47 \text{ т}$$

Определяем расчётную длину площади опирания балки на консоль по формуле:

$$l_{\text{о.п.}} = \frac{Q}{b_s \cdot R_{\text{пр}}} = \frac{47000}{30 \times 130} = 12,0 \text{ см}$$

Из конструктивных соображений принимаем  $l_k = 35$  см (см. рис. 9а). Принимаем высоту консоли по свободному краю  $h_k = 20$  см, которая должно быть не менее  $1/3 h$ . Тогда высота консоли в месте примыкания её к колонне  $h$  при угле уклона  $\gamma = 45^\circ$  будет:

$$h = h_k + l \cdot \text{tg} 45^\circ = 20 + 35 \times 1 = 55 \text{ см.}$$

Условие, что  $h_k = 20 \text{ см} > 1/3 h = 1/3 \times 55 = 18,3 \text{ см}$  выполняется. Определяем расстояние от оси груза до ближайшей грани колонны у низа консоли:

$$C_1 = l - 0,5 l_{\text{о.п.}} = 35 - 0,5 \times 30 = 20,0 \text{ см}$$

Уточняем вылет консоли:

$$h = 55 \text{ см} < 2,5 C_1 = 2,5 \times 20 = 50,0 \text{ см}$$

Следовательно, консоль армируем наклонными хомутами.  
Требуемую площадь сечения наклонных хомутов определяем по формуле:

$$F_a = 0,002 \cdot b \cdot h_0 = 0,002 \times 35 \times 52 = 3,65 \text{ см}^2,$$

где:  $h_0 = 55 - 3 = 52 \text{ см}$ .

Принимаем 4  $\phi$  I2 А-III;  $F_a = 4,25 \text{ см}^2$  и ставим их через I2 см.

Для определения требуемой площади сечения продольной арматуры вычисляем величину изгибающего момента, действующего в сечении примыкания консоли к колонне по формуле:

$$M = 1,25 Q \cdot C_1 = 1,25 \times 47000 \times 20,0 = 1175000 \text{ кгсм}$$

Усилие, воспринимаемое продольной арматурой, определяем по формуле:

$$N_a = \frac{M}{h_0 - a'} = \frac{1175000}{52 - 3} = 24000 \text{ кг}$$

Сечение продольной арматуры определяем по формуле:

$$F_a = \frac{N_a}{R_a} = \frac{24000}{3400} = 7,05 \text{ см}^2$$

Принимаем 3  $\phi$  I8 А-III;  $F_a = 7,63 \text{ см}^2$ .

Делаем проверку прочности по условию:

$$Q \leq m \cdot R_p \cdot b \cdot h_{01} + \frac{M}{z} \cdot \operatorname{tg} \gamma$$

$$47000 \quad 2,2 \times 10,5 \times 35 \times 50 + \frac{705000}{46,8} = 55400 \text{ кг}$$

где:  $M = 15 \cdot Q = 15 \times 47000 = 705000 \text{ кгсм}$

$z = 0,9 h_0 = 0,9 \times 52 = 46,8 \text{ см}$

$\gamma = 45^\circ$  - угол наклона сжатой грани консоли к горизонту;

$m = 2,2$  - коэффициент условий работы.

### 3. Указания по конструированию колонны.

Продольная и поперечная арматура колонн объединяются в плоские сварные каркасы. Пространственные каркасы колонн первого этажа образуются путём сварки четырёх плоских каркасов.

Места стыков колонны усилены горизонтальными сетками С-I с ячейкой 50 x 50 мм из арматурной стали класса А-I диаметром 8 мм. В каждом торце устраиваются по четыре сетки с шагом 6 см.

Хомуты и закладные детали консоли подвязываются к пространственному каркасу вязальной проволокой. В торце колонны первого этажа, сопрягающегося с фундаментом, поперечная арматура на участке 400 мм устанавливается с шагом 80 мм.

Стык колонны первого этажа с колонной второго этажа производится на высоте  $h_c = 0,6$  м над уровнем чистого пола второго этажа. Поэтому высота колонны первого этажа складывается из высоты этажа  $H$ , глубины заделки колонны в фундаменте  $l_3$  и высоты  $h_c$ .

$$l = H + l_3 + h_c = 6,0 + 0,85 + 0,6 = 7,45 \text{ метра}$$

С учётом принятых высоты ригели  $h_p = 60$  см и высоты панели перекрытия  $h_n = 22$  см расстояния от уровня стыка до горизонтальной грани консоли колонны будет

$$h_p + h_n + h_c = 0,6 + 0,22 + 0,6 = 1,42 \text{ м}$$



П Р И Л О Ж Е Н И Е I.

НЕКОТОРЫЕ ТИПЫ ПОЛОВ И ИХ ВЕС

I. Пол из керамических плит по шлакобетонному  
отеплению:

а) керамические плитки 2 см ( $\gamma = 2,5 \text{ т/м}^3$ ).....	50 кг/м <sup>2</sup>
б) цементная подливка 2 см ( $\gamma = 2,2 \text{ т/м}^3$ ).....	44 кг/м <sup>2</sup>
в) шлакобетон (тепло-звукоизоляция) 10 см.....	120 кг/м <sup>2</sup>
г) затирка снизу 1 см ( $\gamma = 2,2 \text{ т/м}^3$ ).....	22 кг/м <sup>2</sup>
В с е г о :	236 кг/м <sup>2</sup>

2. Чистый цементный пол по железобетонной плите:

а) цементный слой 3 см ( $\gamma = 2,2 \text{ т/м}^3$ ).....	66 кг/м <sup>2</sup>
--	----------------------

3. Чистый цементный пол по шлакобетону:

а) цементный слой 3 см.....	66 кг/м <sup>2</sup>
б) шлакобетон 8 см.....	96 н
В с е г о :	162 кг/м <sup>2</sup>

4. Деревянные шашки по асфальту:

а) деревянные шашки 11 см ( $\gamma = 0,6 \text{ т/м}^3$ ).....	66 кг/м <sup>2</sup>
б) асфальт 3 см ( $\gamma = 2,2 \text{ т/м}^3$ ).....	66 кг/м <sup>2</sup>
В с е г о :	132 кг/м <sup>2</sup>

5. Асфальтовый пол по железобетонной плите:

а) слой асфальта 3 см.....	66 кг/м <sup>2</sup>
----------------------------	----------------------



## ПРИЛОЖЕНИЕ II

ТАБЛИЦА I  
 значений коэффициентов  $\alpha$ ,  $\gamma$ ,  $A_0$ ,  $\tau_0$

$\alpha$	$\tau_0$	$\gamma_0$	$A_0$	$\alpha$	$\tau_0$	$\gamma_0$	$A_0$
0,01	10,00	0,995	0,010	0,29	2,01	0,855	0,248
0,02	7,12	0,990	0,020	0,30	1,98	0,850	0,255
0,03	5,82	0,985	0,030	0,31	1,95	0,845	0,262
0,04	5,05	0,980	0,039	0,32	1,93	0,840	0,269
0,05	4,53	0,975	0,048	0,33	1,90	0,835	0,275
0,06	4,15	0,970	0,058	0,34	1,88	0,830	0,282
0,07	3,85	0,965	0,067	0,35	1,86	0,825	0,289
0,08	3,61	0,960	0,077	0,36	1,84	0,820	0,295
0,09	3,41	0,955	0,085	0,37	1,82	0,815	0,301
0,10	3,24	0,950	0,095	0,38	1,80	0,810	0,309
0,11	3,11	0,945	0,104	0,39	1,78	0,805	0,314
0,12	2,98	0,940	0,113	0,40	1,77	0,800	0,320
0,13	2,88	0,935	0,121	0,41	1,75	0,795	0,326
0,14	2,77	0,930	0,130	0,42	1,74	0,790	0,332
0,15	2,68	0,925	0,139	0,43	1,72	0,785	0,337
0,16	2,61	0,920	0,147	0,44	1,71	0,780	0,343
0,17	2,53	0,915	0,155	0,45	1,69	0,775	0,349
0,18	2,47	0,910	0,164	0,46	1,68	0,770	0,354
0,19	2,41	0,905	0,172	0,47	1,67	0,765	0,359
0,20	2,36	0,900	0,180	0,48	1,66	0,760	0,365
0,21	2,26	0,895	0,188	0,49	1,64	0,755	0,370
0,22	2,22	0,890	0,196	0,50	1,63	0,750	0,375
0,23	2,21	0,885	0,203	0,51	1,62	0,745	0,380
0,24	2,18	0,880	0,211	0,52	1,61	0,740	0,385
0,25	2,14	0,875	0,219	0,53	1,60	0,735	0,390
0,26	2,10	0,870	0,226	0,54	1,59	0,730	0,394
0,27	2,07	0,865	0,236	0,55	1,58	0,725	0,400
0,28	2,04	0,860	0,241				

П Р И Л О Ж Е Н И Е III

Т А Б Л И Ц А II

значений коэффициентов  $M_{гр.}$  и  $\psi$  для железобетонных элементов  
из тяжёлого бетона

$\frac{l_0}{b}$	8	10	12	14	16	18	20	22	24	26	28	30	32	34	36	38	40
$\frac{l_0}{D}$	7	8,5	10,5	12	14	15,5	17	19	21	22,5	24	26	28	29,5	31	33	34,5
$M_{гр.}$	I	I	0,96	0,93	0,89	0,85	0,81	0,78	0,74	0,70	0,67	0,63	0,59	0,55	0,52	0,48	0,45
$\psi$	I	0,98	0,96	0,93	0,89	0,85	0,81	0,77	0,73	0,68	0,64	0,59	0,54	0,49	0,44	0,4	0,35

СПЕЦИФИКАЦИЯ АРМАТУРЫ Приложение IV

МАРКА КАСА ИЛИ ИЗДЕЛИЯ И КОЛИЧЕСТ- ВО	№ ПОЗИ- ЦИИ	Э С К И З	ДИАМЕТР И МАРКА АРМАТУРЫ В ММ	ДЛИНА В ММ	КОЛИЧЕСТВО		ОБЩАЯ ДЛИНА В ММ
					В ОДНОМ КАРТАСЕ ИЛИ ИЗДЕ- ЛИИ	В ЭЛЕ- МЕНТЕ	

ВЫБОРКА АРМАТУРЫ

ДИАМЕТР И МАРКА СТАЛИ	ОБЩАЯ ДЛИНА В ММ	ВЕС 1 ПОС. М. В КГ	ОБЩИЙ ВЕС В КГ

Л И Т Е Р А Т У Р А

1. СНиП П-В. I-62. Железобетонные и бетонные конструкции. Нормы проектирования. Стройиздат, М.
2. СНиП П-А. П-62. Нагрузки и воздействия. Нормы проектирования. Стройиздат, 1962
3. Антонов К.К., Проектирование железобетонных конструкций Артемьев В.П. и др. (примеры расчёта). Под редакцией проф. П.Л.Пастернака, 1966.
4. Панарин Н.Я. и др. Проектирование и монтаж железобетонных конструкций.
5. Якубовский Б.В. Железобетонные и бетонные конструкции.

СО Д Е Р Ж А Н И Е

1. Раздел I. Общая часть .....	1.
2. Раздел II Особенности проектирования панелей перекрытий .....	7
3. Раздел III Особенности расчета колонны .....	15.
4. Раздел IV Расчет многопустотной панели с круглыми отверстиями .....	17.
5. Раздел V Расчет многопустотной панели с овальными пустотами .....	29
6. Раздел VI Расчет ребристой панели .....	39
7. Раздел VII Расчет центрально нагруженной колонны .....	56
8. Приложения .....	63
9. Литература .....	66

**В.Н.Машинковский "Методические указания по выполнению курсовой работы по курсу железобетонных конструкций для студентов специальности "Архитектура".**

**Научный руководитель - доцент, канд.техн.наук Рочина О.А.**

**Ответственный за выпуск - Татарников В.Н.**

---

**AE 25013. Подписано к печати 14.05.73г. Формат 64-84  
I/16 л.л., объем 3,75 л.л., тираж 100 экз. Бесплатно.  
Отпечатано на ротационной ВЦ Облстатуправления, г.Брест**

**3 а.к. 286.**