

**МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ**  
**ГОУ ВПО МОСКОВСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ СТРОИТЕЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ**

---

**Кафедра железобетонных и каменных конструкций**

**МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ  
ПО РАСЧЕТУ МОНОЛИТНОГО  
БЕЗБАЛОЧНОГО ПЕРЕКРЫТИЯ**

**по дисциплине «Железобетонные и каменные конструкции»  
для студентов специальности 270102 (290300)  
«Промышленное и гражданское строительство»  
для курсового и дипломного проектирования**

**МОСКВА 2011**

### **С о с т а в и т е л и:**

профессор, доктор технических наук **Л.Л. Паньшин**, профессор, кандидат  
технических наук **А.Ю. Родина**, доцент, кандидат технических наук  
**Н.А. Беликов**

### **Р е ц е н з е н т**

профессор, кандидат технических наук **А.И. Плотников** (кафедра  
железобетонных и каменных конструкций МГСУ)

## 1. ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ

Несущую систему монолитного каркасного здания образуют, в основном, перекрытия, колонны и фундаменты. Перекрытия совместно с колоннами представляют собой своеобразные рамные конструкции, способные воспринимать вертикальные и горизонтальные нагрузки.

Кроме того, нередко в состав несущей системы здания входят стеновые конструкции (обычно – элементы ограждения лестнично-лифтовых узлов), которые включаются в работу несущей системы при действии вертикальных и горизонтальных нагрузок.

Перекрытия монолитных каркасных зданий чаще всего выполняют плоскими сплошными. Такое решение является предпочтительным с позиций требований архитектуры и технологии строительства. Толщина перекрытия назначается из условия необходимой прочности при продавливании и жесткости. Если прочность перекрытия при продавливании не достаточна, его несущая способность может быть повышена с помощью поперечной арматуры, установленной в зоне перекрытия, примыкающей к колонне, либо путем устройства местных утолщений колонны – капителей (рис. 1).

При увеличении пролетов возникает необходимость в повышении прочности перекрытий при изгибе и при продавливании, а также их жесткости без чрезмерного расхода бетона, что неизбежно при применении сплошных перекрытий. В этом случае применяются различные виды эффективных конструкций перекрытий: кессонные, пустотные, ребристые с балочными плитами, ребристые с контурными ребрами (рис. 2).

Для конструирования элементов здания необходимо определить значения действующих в них усилий, выполнив расчет несущей системы здания при действии вертикальных и горизонтальных нагрузок.

В настоящее время расчеты несущей системы здания чаще всего производят методом конечных элементов, применяя вычислительные комплексы ЛИРА, SCAD, Stark-ES и т.п. Ресурсы современных компьютеров дают возможность составить расчетную схему, моделирующую здание в целом, что позволяет учесть совместную работу надземных конструкций с деформируемым основанием и другие особенности действительной работы сооружения. В том случае, когда горизонтальные нагрузки здания и деформации основания не оказывают заметного влияния на напряженное состояние конструкций перекрытия, что имеет место, если несущая система здания включает достаточно мощные ядра и диафрагмы жесткости, а осадки фундаментов удовлетворяют требованиям, возможен расчет на действие вертикальных нагрузок одноэтажного фрагмента, включающего перекрытие одного этажа, а также вертикальные конструкции (колонны и стены) выше-

и нижележащего этажей с шарнирными опорами в середине этажа, по аналогии с приближенными схемами, используемыми при расчете многоэтажных рам [6]. По согласованию с преподавателем при выполнении курсового проекта возможно использование еще более простых расчетных моделей, например, плоских или фрагментов, включающих элементы одной конструктивной ячейки, и т.п.

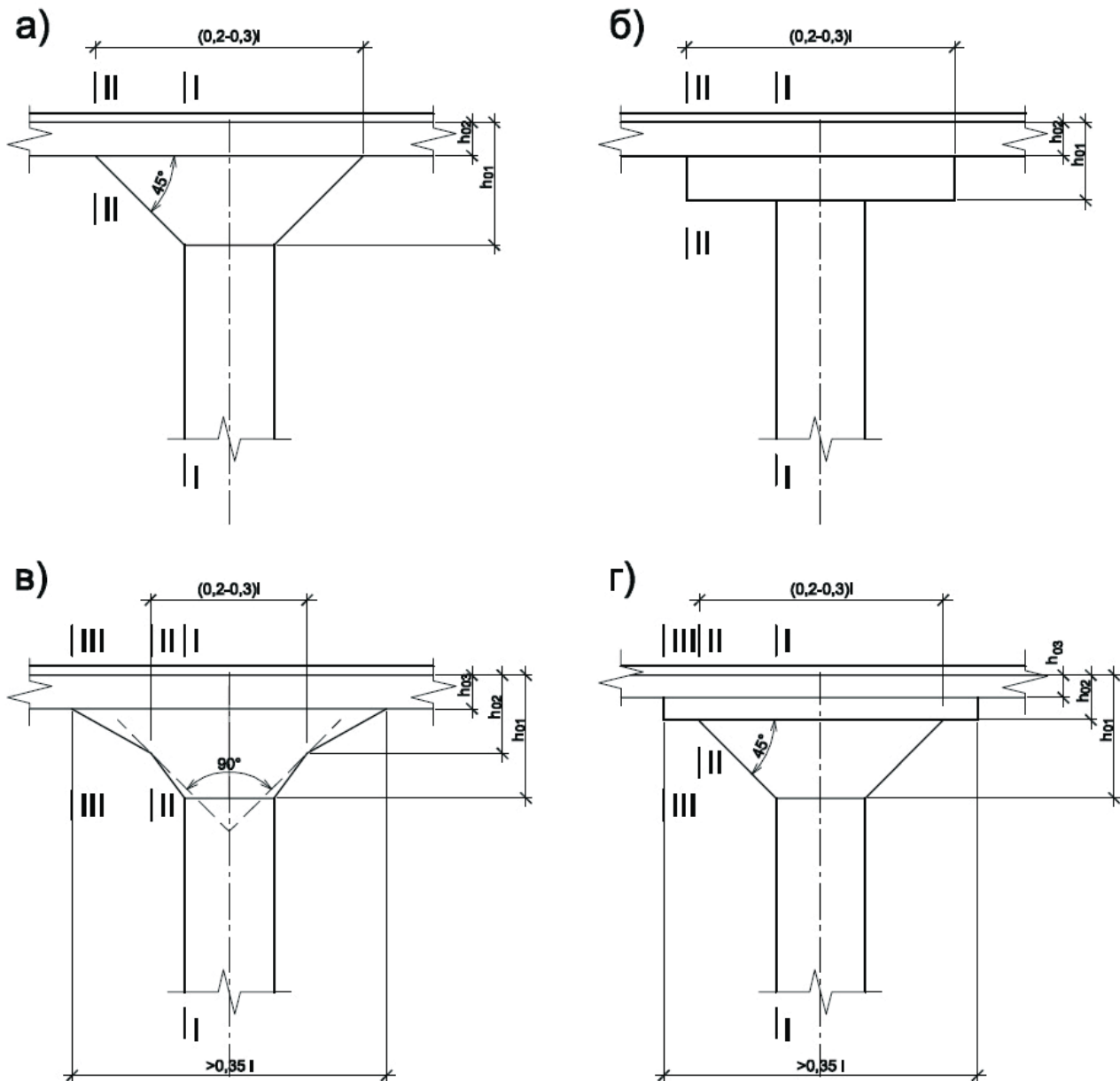


Рис. 1. Конструкции капителей  
( $l$  – пролет, I-I, II-II, III-III, IV-IV – сечения при расчете прочности на продавливание)

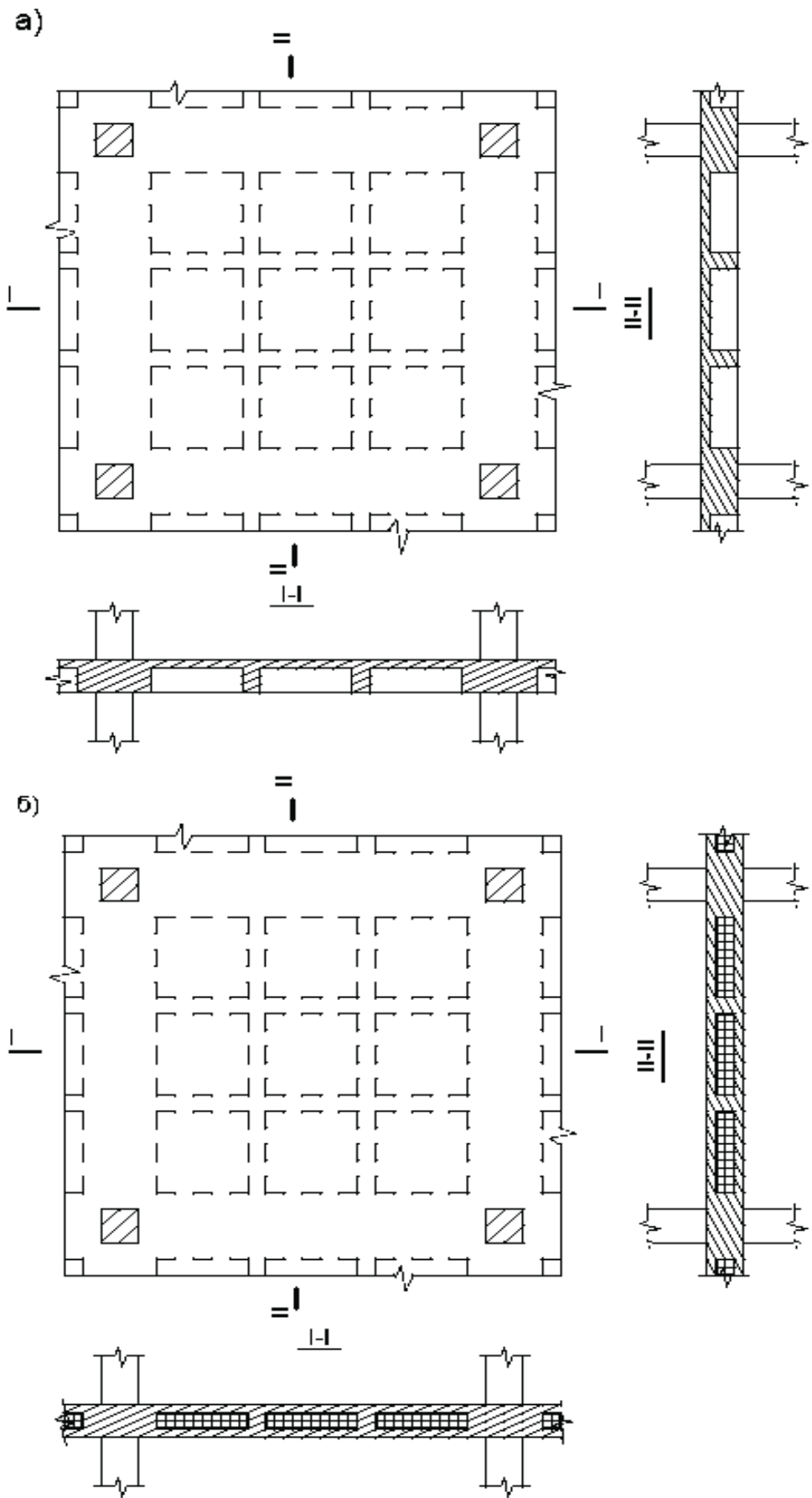


Рис. 2 Схемы кессонного (а) и пустотного (б) перекрытий.

Выполняя статические расчеты перекрытия, студенты могут использовать программное обеспечение, *установленное на компьютерах* в учебных классах кафедры железобетонных и каменных конструкций. В отдельных случаях также по согласованию с преподавателем допускается определять значения моментов  $M_x(L_x; L_y)$  и  $M_y(L_x; L_y)$  для заданной в проекте значений шага колонн  $L_x$  и  $L_y$  приближенно по формулам :

$$M_x \approx k_x \cdot m_x \quad (1)$$

$$M_y \approx k_y \cdot m_y \quad (2)$$

$m_x$  – изгибающий момент при сетке колонн 6,0x6,0 и нагрузке 1 кН/м<sup>2</sup> в направлении оси x;

$m_y$  – то же в направлении оси y.

Значения  $m_x$  и  $m_y$  приведены в приложении 21.

$k_x$  и  $k_y$  – поправочные коэффициенты

$$k_x = q \cdot (L_x)^2 \cdot L_y / 6,0^3 ;$$

$$k_y = q \cdot (L_y)^2 \cdot L_x / 6,0^3$$

В расчетах на действие вертикальных нагрузок в том случае, когда доля длительных нагрузок превышает 70 % от полных, при назначении жесткостей конечных элементов модуль упругости в соответствии с п. 6.2.7 [4] рекомендуется принимать с понижающими коэффициентами: 0,6 – для вертикальных несущих элементов; 0,2 – для плит перекрытий (покрытий) с учетом наличия трещин и длительности действия нагрузки.

После определения усилий в первую очередь проверяют принятое значение толщины плиты перекрытия или параметры капителей из условия достаточной их прочности при продавливании [2], [3], [4].

Расчет перекрытий с капителями выполняют в зависимости от принятого конструктивного варианта капителей.

Для капителей с наклонными боковыми гранями и ступенчатой (рис. 1а и рис. 1б) рассматривают два поперечных сечения по грани колонны и по грани основания капители. Угол наклона граней капители к горизонтали должен быть не менее 45°.

Для капителей более сложного сечения (рис. 1в и рис. 1г) необходимо рассмотреть три поперечных сечения. Высота первого соответствует высоте капители и толщине плиты, расчетом проверяют достаточность назначенной толщины капители. Высота второго соответствует высоте верхней части капители и толщине плиты. Высота третьего соответствует толщине плиты. Расчетами по этим сечениям проверяют достаточность назначенных горизонтальных размеров капители.

При расчете на продавливание расчетная сила  $F$  от внешней нагрузки принимается равной

$$F = N_{col,1} - N_{col,2} \quad (3)$$

где  $N_{col,1}$ ,  $N_{col,2}$  – продольные силы в колонне ниже и выше перекрытия соответственно (рис. 3), определенные расчетом несущей системы здания. Если рассчитывается одноэтажный фрагмент, то  $N_{col,2} = 0$  и  $F = N_{col,1}$ .

Можно также определить значение расчетной силы от внешней нагрузки приближенно:

$$F \approx q \cdot A_q \cdot \gamma_{col} \quad (4)$$

где  $q$  – расчетная нагрузка перекрытия;  $A_q$  – грузовая площадь колонны;  $\gamma_{col}$  – коэффициент, учитывающий увеличение усилия в некоторых колоннах рамных систем. Для колонны, расположенной на первой от фасада оси  $\gamma_{col} = 1,15$ , в остальных случаях  $\gamma_{col} = 1$ .

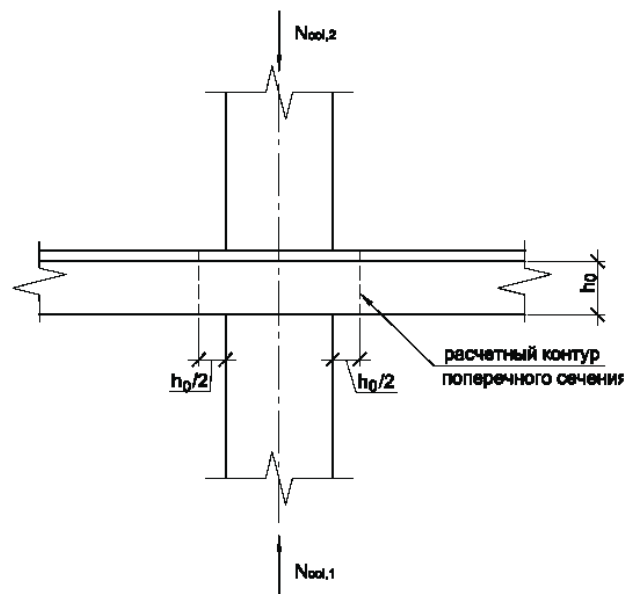


Рис. 3. Схема усилий при расчете на продавливание

В необходимых случаях расчет на продавливание выполняют с учетом сосредоточенного изгибающего момента  $M_{loc}$  в соответствии с указаниями [2], [3], [4].

Количество продольной арматуры в плите перекрытия находят расчетом на действие изгибающих моментов  $M_x$  и  $M_y$ , действующих в плоскостях параллельных горизонтальным координатным осям  $X$  и  $Y$  соответственно и определенных расчетом несущей системы здания. Моменты  $M_x$  и  $M_y$  являются распределенными и имеют размерность кН·м/м.

Характерная картина изгибающих моментов в плите перекрытия для конструктивной ячейки каркасного здания представлена на рис. 4. Анализ показал, что можно выделить следующие зоны, отличающиеся значениями изгибающих моментов (рис. 5):

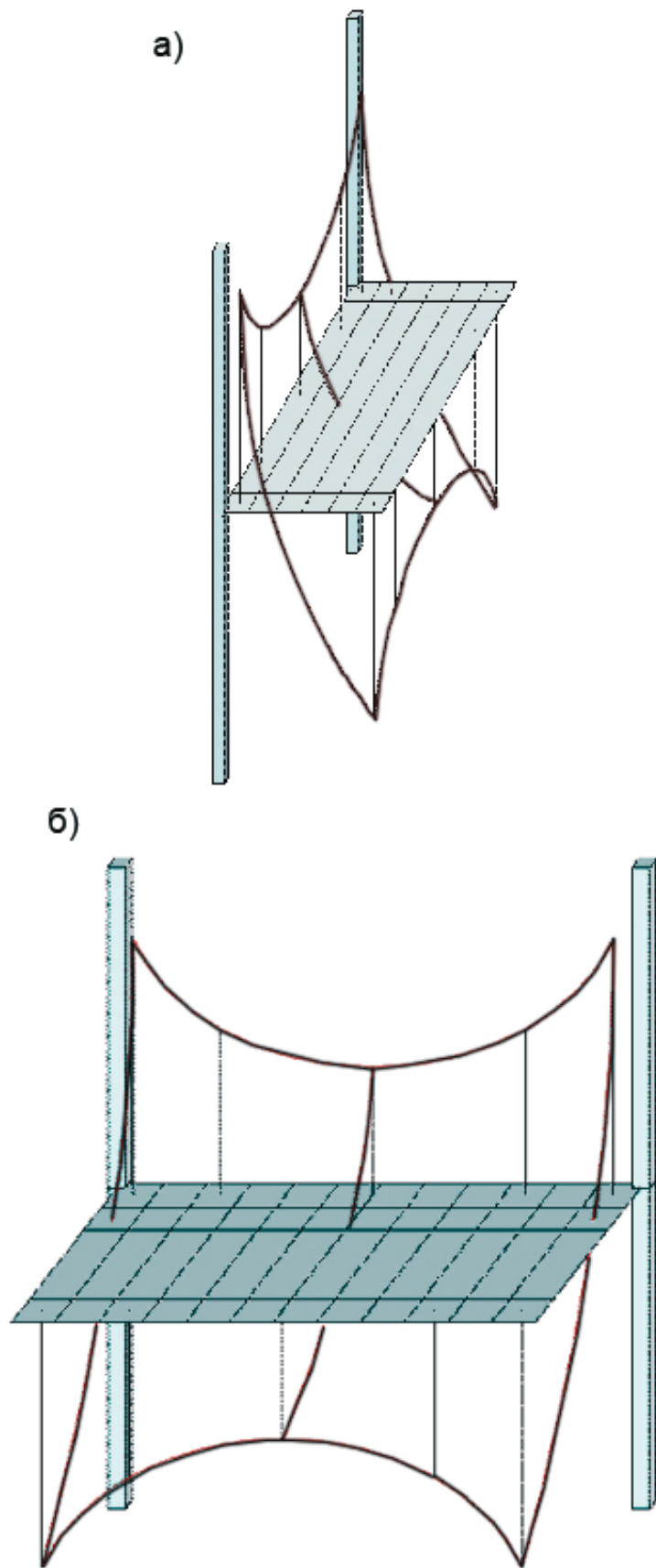


Рис. 4. Конфигурация эпюр  $M_x$  (а) и  $M_y$  (б) в плите.



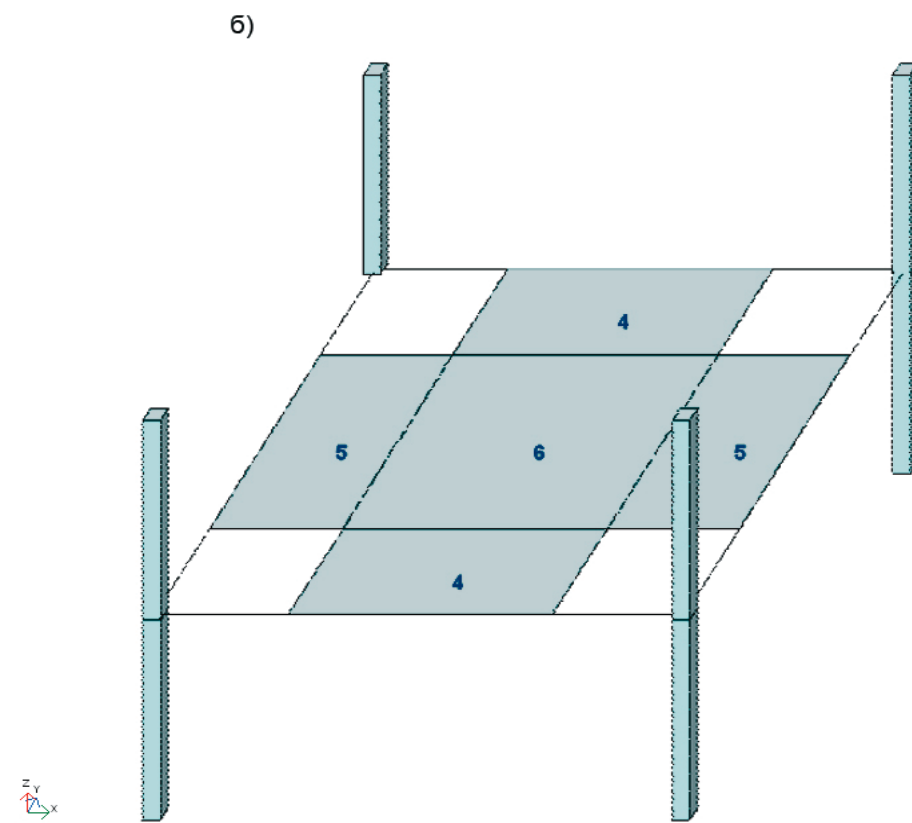
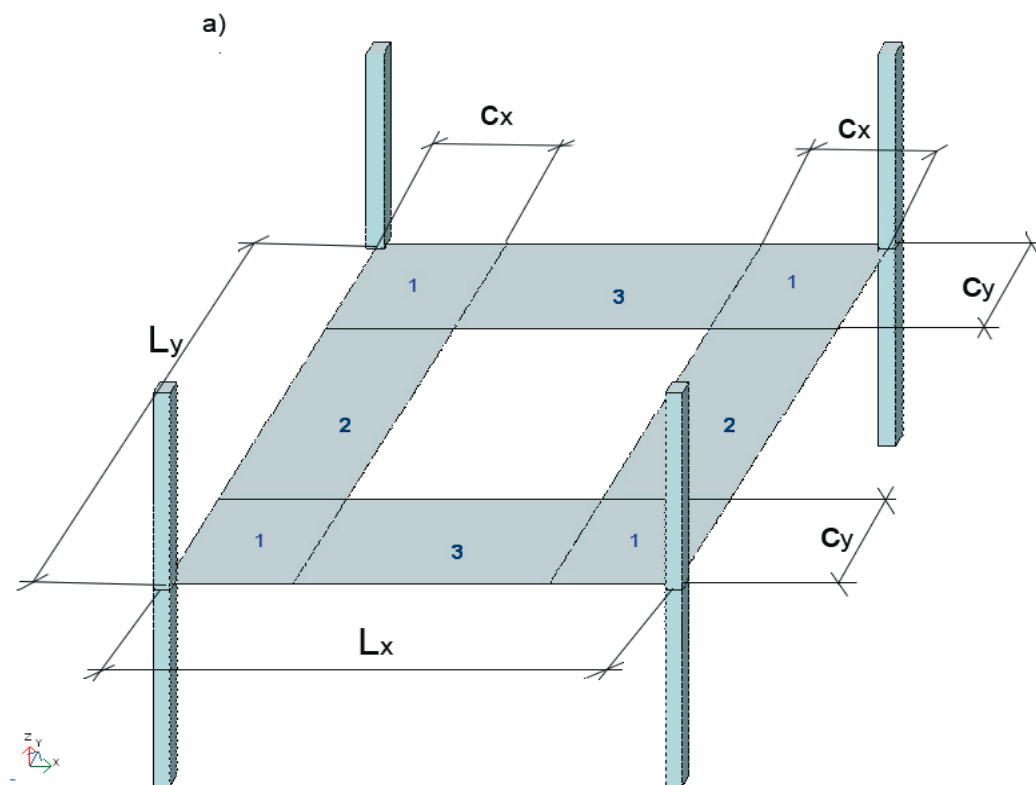


Рис. 5. Схема зонирования отрицательных (а) и положительных (б) изгибающих моментов

зона 1 – надколонный участок, в пределах которого действуют максимальные по абсолютной величине отрицательные моменты  $M_x$  и  $M_y$ ;

зона 2 – межколонный участок, в пределах которого действуют относительно небольшие отрицательные моменты  $M_x$ ;

зона 3 – межколонный участок, в пределах которого действуют относительно небольшие отрицательные моменты  $M_y$ ;

зона 4 – межколонный участок, в пределах которого действуют максимальные по абсолютной величине положительные моменты  $M_x$ ;

зона 5 – межколонный участок, в пределах которого действуют максимальные по абсолютной величине положительные моменты  $M_y$ ;

зона 6 – пролетный участок, в пределах которого действуют относительно небольшие положительные моменты  $M_x$  и  $M_y$ .

Расстояния  $C_x$  и  $C_y$  (см. рис. 5) определяют размеры зон и связаны с размерами участков, в пределах которых знаки изгибающих моментов постоянны. Для конструктивных ячеек, удаленных от стен, при пролетах регулярных или почти регулярных допустимо принимать  $C_x \approx 0,25 \cdot L_x$ ,  $C_y \approx 0,25 \cdot L_y$ , где  $L_x$  и  $L_y$  – значения соответствующих пролетов. В остальных случаях ориентируются на результаты расчета несущей системы здания.

Необходимое количество арматуры определяют по значениям изгибающих моментов, осредненным в пределах соответствующей зоны, при этом средние значения вычисляют для крайнего ряда конечных элементов каждой зоны. Поскольку, как отмечено выше, в результате расчета несущей системы здания определяют значения распределенных моментов  $M_x$  и  $M_y$ , размерность которых равна  $\text{кН} \cdot \text{м}/\text{м}$ , подбор арматуры выполняют обычно для сечений шириной 1 м. В результате находят количество арматуры на 1 м (интенсивность армирования, определяемое диаметром и шагом арматурных стержней) соответствующего участка перекрытия.

## 2. ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ

### *Габариты и нагрузки*

Объемно-планировочные параметры несущей системы здания (сетка колонн, этажность и т.п.) приняты такими же, как и в примере расчета полносборного каркасно-панельного здания.

Толщина сплошной плиты принята равной  $h_f = 200$  мм, поперечное сечение колонн –  $400 \times 400$  мм.

Значения нагрузок на  $1 \text{ м}^2$  перекрытия представлены в табл. 1.

Нагрузки на  $1 \text{ м}^2$  перекрытия

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, $\text{кН/м}^2$	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетная нагрузка, $\text{кН/м}^2$
<b>постоянная</b>			
монолитная плита $h_f = 200 \text{ мм}$	5,00	1,1	5,50
пол	0,74	1,3	0,96
итого постоянная нагрузка <b>g</b>	5,74		6,46
<b>временная</b>			
перегородки $b = 120 \text{ мм}$	0,50	1,2	0,60
полезная с учетом коэффициента $\psi_{A1}=0.7$ (в том числе длительная)	$1,50 \times 0,7 = 1,05$ $(0,30 \times 0,7 = 0,21)$	1,3	1,37 (0,28)
итого временная нагрузка <b>v</b> (в том числе длительная $v_{\text{лон}}$ )	1,55 (0,71)		1,97 (0,88)
<b>полная</b>			
полная нагрузка <b>q = g + v</b> (в том числе длительная $q_{\text{лон}}$ )	<b>7,29</b> (6,45)		<b>8,43</b> (7,34)

Для расчета перекрытия принят одноэтажный фрагмент (см. схему, приведенную в приложении).

*Материалы для плиты.*

**Бетон** тяжелый класса по прочности на сжатие В30 :

$R_{b,n} = 22,0 \text{ МПа} = 22,0 \times 10^3 \text{ кН/м}^2 = 2,2 \text{ кН/см}^2$ ,  $R_{bt,n} = 1,75 \text{ МПа} = 1,75 \times 10^3 \text{ кН/м}^2 = 0,175 \text{ кН/см}^2$  (таблица 5.1 [3]);

$R_b = 17,0 \text{ МПа} = 17,0 \times 10^3 \text{ кН/м}^2 = 1,7 \text{ кН/см}^2$ ,  $R_{bt} = 1,15 \text{ МПа} = 1,15 \times 10^3 \text{ кН/м}^2 = 0,115 \text{ кН/см}^2$  (таблица 5.2 [3]);

$\gamma_{bt} = 0,9$  (п. 5.1.10 [3]).

Начальный модуль упругости  $E_b = 32,5 \times 10^3 \text{ МПа}$  (табл. 5.4 [3]).

При продолжительном действии нагрузки значение начального модуля деформаций бетона определили по формуле (5.3) [3] :

$$E_{b,\tau} = E_b / (1 + \varphi_{b,cr}) = 32,5 \times 10^3 : (1 + 2,5) = 9,28 \times 10^3 \text{ МПа},$$

где  $\varphi_{b,cr} = 2,5$  – коэффициент ползучести (таблица 5.4 [5]).

**Арматура** класса А400 :  $R_{s,n} = 400 \text{ МПа} = 40,0 \text{ кН/см}^2$ ,  $R_s = 355 \text{ МПа} = 35,5 \text{ кН/см}^2$ ,  $R_{s,w} = 285 \text{ МПа} = 28,5 \text{ кН/см}^2$  (таблицы 5.7 и 5.8 [3]).

### 3. РАСЧЕТ ПЕРЕКРЫТИЯ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ ПЕРВОЙ ГРУППЫ

#### *Расчет на продавливание*

Значение сосредоточенной продавливающей силы  $F$  от внешней нагрузки для колонны в осях Б/4 определили по приближенной формуле (4):

$$F \approx \gamma_n \cdot q \cdot A_q \cdot \gamma_{col} = 0,95 \times 8,43 \times 6,0 \times 6,3 \times 1,15 = 349 \text{ кН},$$

где  $\gamma_n = 0,95$  – коэффициент надежности по ответственности проектируемого здания по [1],  $A_q$  – грузовая площадь колонны;  $\gamma_{col} = 1,15$  – коэффициент, учитывающий увеличение усилия в первой от фасада колонне рамных систем.

Результаты выполненных расчетов фрагмента свидетельствуют, что возникающие в рассматриваемой колонне изгибающие моменты малы и поэтому не учитываются при оценке несущей способности на продавливание данного участка перекрытия, расчет выполняется только при действии сосредоточенной силы.

Предельное усилие  $F_{b,ult}$ , воспринимаемое бетоном, определили по формуле (6.98) [3]:

$$F_{b,ult} = \gamma_{bt} \cdot R_{bt} \cdot A_b = 0,9 \times 1,15 \times 10^3 \times 0,36 = 372 \text{ кН}$$

$$A_b = u \cdot h_0 = 2,24 \times 0,16 = 0,36 \text{ м}^2$$

где  $A_b$  – площадь расчетного поперечного сечения по формуле (6.99) [3];

$h_0 = 0,16$  м – приведенная рабочая высота сечения перекрытия;

$u = 4 \times (0,4 + 0,16) = 2,24$  м – периметр контура расчетного поперечного сечения при поперечном сечении колонны  $0,4 \times 0,4$  м.

Поскольку  $F = 349 \text{ кН} < F_{b,ult} = 372 \text{ кН}$  – несущая способность сплошного перекрытия на продавливание обеспечена.

Зона продавливания армируется конструктивно (8.3.15 [3]), принимаем  $\varnothing 8$  А400 с шагом не более  $1/3h_0$ , принимаем  $S=50$  мм. Ширина зоны постановки поперечной арматуры должна быть не менее  $1,5h_0$  от контура грузовой площади, принимаем 250мм в каждую сторону (рис. 10, 11).

Аналогично необходимо проверить прочность перекрытия на продавливание в зоне всех колонн; для колонн, расположенных по фасадным осям, в особенности – для угловых колонн расчет следует выполнять с учетом изгибающих моментов.

### Расчет на действие изгибающих моментов

Изгибающие моменты для конструктивной ячейки в осях Б-В / 3-4 рассчитали по приближенным формулам (1, 2), используя результаты расчета одноэтажного фрагмента, приведенные в Приложении. Поправочные коэффициенты равны :

$$k_x = q \cdot (L_x)^2 \cdot L_y / 6,0^3 = 8,43 \times 6,0^2 \times 6,3 : 216 = 8,85$$

$$k_y = q \cdot L_x \cdot (L_y)^2 / 6,0^3 = 8,43 \times 6,0 \times 6,3^2 : 216 = 9,29$$

$$M_x = k_x \cdot m_x ; M_y = k_y \cdot m_y$$

Значения моментов приведены в таблицах на рис. 6, 7.

Задачей дальнейшего расчета является определение необходимого количества горизонтальной арматуры.

#### *Определение площади верхней арматуры, параллельной оси x, для зоны 1 и подбор арматуры по сортаменту*

В соответствии с полученными результатами среднее значение момента  $M_{xm}$  для надколонной зоны 1 равно:

$$M_{xm1} = \gamma_n \cdot \sum M_{xi1} / 3 = 0,95 \times (49,56 + 31,68 + 19,82) / 3 = 32,0 \text{ кН}\cdot\text{м/м}$$

Определяем требуемое количество растянутой арматуры (без учета сжатой арматуры) при  $h_{0x} = 15$  см:

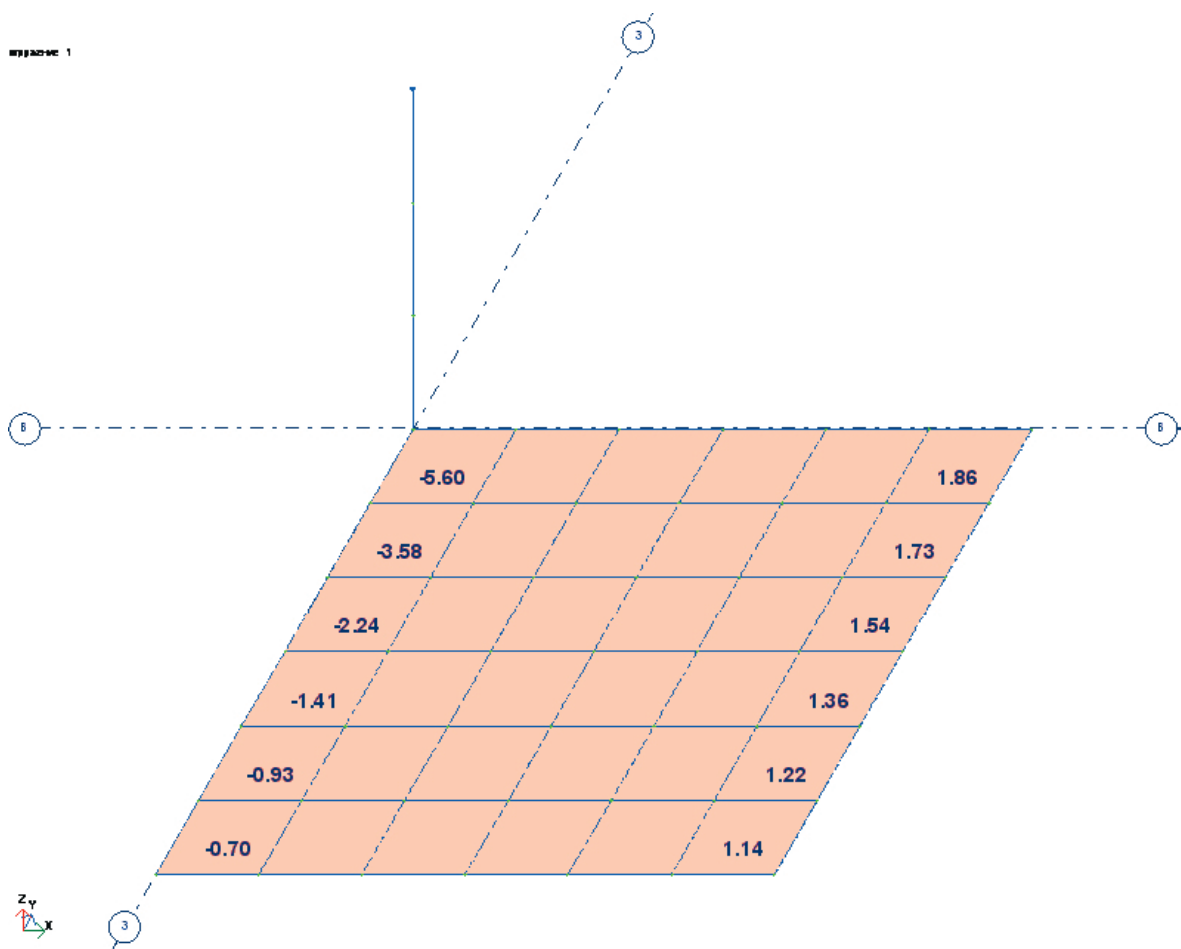
$$\alpha_m = \frac{M_{xm1}}{\gamma_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_{0x}^2} = \frac{3200}{0,9 \cdot 1,7 \cdot 100 \cdot 15^2} = 0,093$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 0,0978$$

(можно определить  $\xi$  по таблице приложения 10);

$$A_{sx1} = \frac{\gamma_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot \xi \cdot h_{0x}}{R_s} = \frac{0,9 \cdot 1,7 \cdot 100 \cdot 0,0978 \cdot 15}{35,5} = 6,32 \text{ см}^2/\text{м}$$

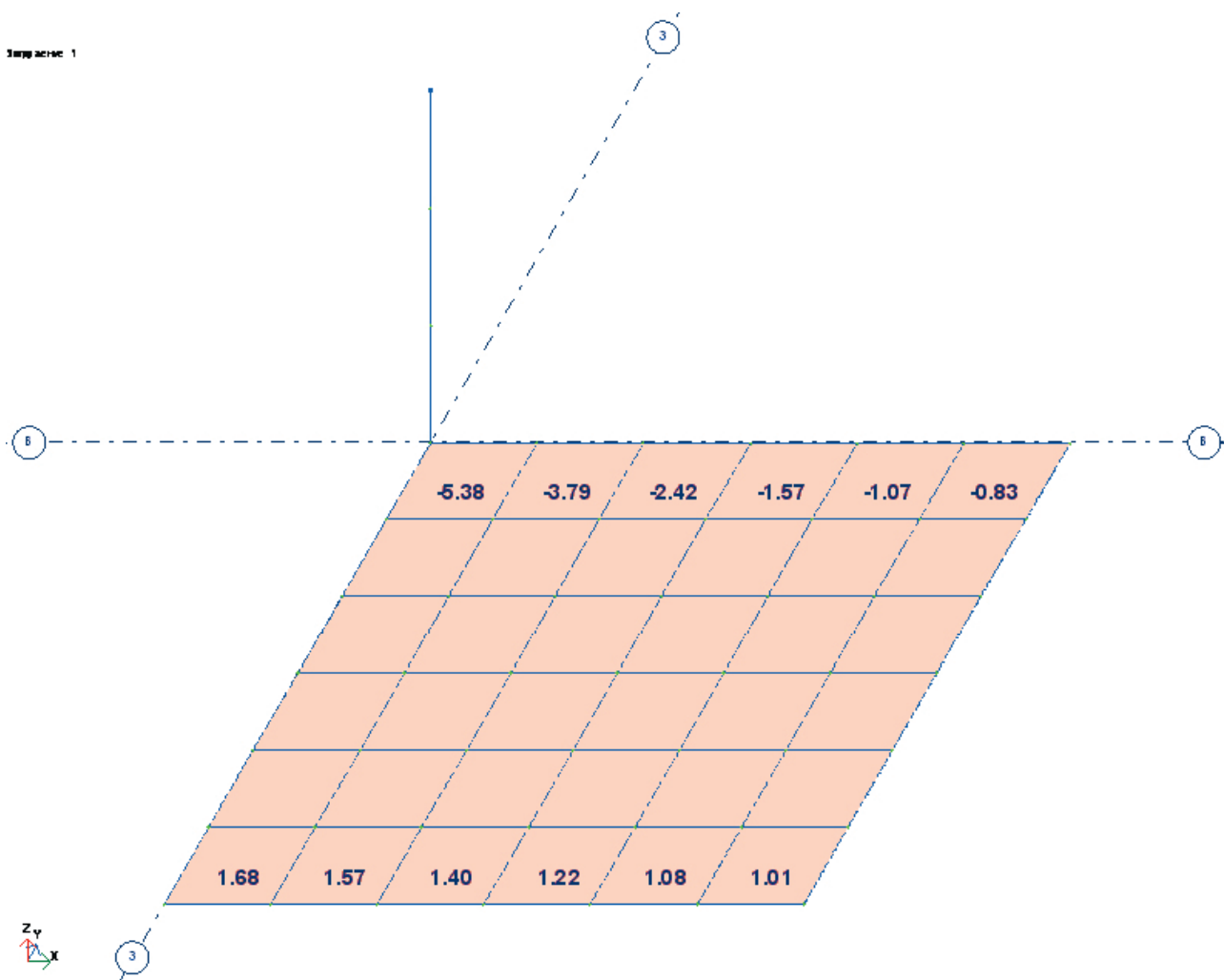
Принимаем  $\text{Ø}10 \text{ A}400$  с шагом 100 мм,  $A_{sx1} = 7,85 \text{ см}^2/\text{м}$ .



с учетом коэффициента  $k_x = 8,43 \times 6,0^2 \times 6,3 : 216 = 8,85$

Элементы, расположенные по оси "3"	Элементы, расположенные в пролете
$8,85 \cdot (-5,6) = -49,56$	$8,85 \cdot 1,86 = +16,46$
$8,85 \cdot (-3,58) = -31,68$	$8,85 \cdot 1,73 = +15,31$
$8,85 \cdot (-2,24) = -19,82$	$8,85 \cdot 1,54 = +13,63$
$8,85 \cdot (-1,41) = -12,48$	$8,85 \cdot 1,36 = +12,04$
$8,85 \cdot (-0,93) = -8,23$	$8,85 \cdot 1,22 = +10,80$
$8,85 \cdot (-0,7) = -6,20$	$8,85 \cdot 1,14 = +10,09$

Рис. 6. Значения изгибающих моментов в направлении оси x.



Значения моментов  $M_y$ ,  $\text{кН}\cdot\text{м} / \text{м}$ ,  $M_y = k_y \cdot m_y$

с учетом коэффициента  $k_y = 8,43 \times 6,0 \times 6,3^2 : 216 = 9,29$

Элементы, расположенные по оси "Б"	Элементы, расположенные в пролете
$9,29 \cdot (-5,38) = -49,98$	$9,29 \cdot 1,68 = +15,61$
$9,29 \cdot (-3,79) = -35,21$	$9,29 \cdot 1,57 = +14,58$
$9,29 \cdot (-2,42) = -22,48$	$9,29 \cdot 1,40 = +13,01$
$9,29 \cdot (-1,57) = -14,58$	$9,29 \cdot 1,22 = +11,33$
$9,29 \cdot (-1,07) = -9,94$	$9,29 \cdot 1,08 = +10,03$
$9,29 \cdot (-0,83) = -7,71$	$9,29 \cdot 1,01 = +9,38$

Рис. 7. Значения изгибающих моментов в направлении оси  $y$ .

*Определение площади верхней арматуры, параллельной оси x, для зоны 2 и подбор арматуры по сортаменту.*

Среднее значение изгибающего момента  $M_{xm}$  в межколонном участке:

$$M_{xm2} = \gamma_n \cdot \sum M_{xi2} / 3 = 0,95 \times (12,48 + 8,23 + 6,2) / 3 = 8,52 \text{ кН}\cdot\text{м/м}$$

Определяем требуемое количество растянутой арматуры:

$$\alpha_m = \frac{M_{xm2}}{\gamma_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_{0x}^2} = \frac{852}{0,9 \cdot 1,7 \cdot 100 \cdot 15^2} = 0,0247$$

$$\xi = 0,025$$

$$A_{sx2} = \frac{\gamma_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot \xi \cdot h_{0x}}{R_s} = \frac{0,9 \cdot 1,7 \cdot 100 \cdot 0,025 \cdot 15}{35,5} = 1,62 \text{ см}^2/\text{м}$$

Принимаем  $\varnothing 10$  А400 с шагом 200 мм,  $A_{sx2} = 3,92 \text{ см}^2/\text{м}$

*Определение площади нижней арматуры, параллельной оси x, для зоны 4 и подбор арматуры по сортаменту.*

Среднее значение изгибающего момента  $M_{xm}$  в межколонном участке с максимальным положительным изгибающим моментом:

$$M_{xm4} = \gamma_n \cdot \sum M_{xi4} / 3 = 0,95 \times (16,46 + 15,31 + 13,63) / 3 = 14,38 \text{ кН}\cdot\text{м/м}$$

Определяем требуемое количество растянутой арматуры:

$$\alpha_m = \frac{M_{xm4}}{\gamma_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_{0x}^2} = \frac{1438}{0,9 \cdot 1,7 \cdot 100 \cdot 15^2} = 0,0418$$

$$\xi = 0,0427$$

$$A_{sx4} = \frac{\gamma_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot \xi \cdot h_{0x}}{R_s} = \frac{0,9 \cdot 1,7 \cdot 100 \cdot 0,0427 \cdot 15}{35,5} = 2,76 \text{ см}^2/\text{м}$$

Принимаем  $\varnothing 10$  А400 с шагом 200 мм,  $A_{sx4} = 3,92 \text{ см}^2/\text{м}$

*Определение площади нижней арматуры, параллельной оси x, для зоны 6 и подбор арматуры по сортаменту.*

Среднее значение изгибающего момента  $M_{xm}$  в пролетном участке:

$$M_{xm6} = \gamma_n \cdot \sum M_{xi6} / 3 = 0,95 \times (12,04 + 10,8 + 10,09) / 3 = 10,42 \text{ кН}\cdot\text{м/м}$$

Определяем требуемое количество растянутой арматуры:



$$\alpha_m = \frac{M_{xm6}}{\gamma_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_{0x}^2} = \frac{1042}{0,9 \cdot 1,7 \cdot 100 \cdot 15^2} = 0,030$$

$$\xi = 0,030$$

$$A_{sx6} = \frac{\gamma_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot \xi \cdot h_{0x}}{R_s} = \frac{0,9 \cdot 1,7 \cdot 100 \cdot 0,030 \cdot 15}{35,5} = 1,94 \text{ см}^2/\text{м}$$

Принимаем Ø10 А400 с шагом 200 мм,  $A_{sx6} = 3,92 \text{ см}^2/\text{м}$

*Определение площади верхней арматуры, параллельной оси у, для зоны 1 и подбор арматуры по сортаменту.*

В соответствии с полученными результатами среднее значение момента  $M_{ym1}$  для надколонной зоны 1 равно:

$$M_{ym1} = \gamma_n \cdot \sum M_{yi1} / 3 = 0,95 \times (49,98 + 35,21 + 22,49) / 3 = 34,1 \text{ кН} \cdot \text{м}/\text{м}$$

Определяем требуемое количество растянутой арматуры (без учета сжатой арматуры) при  $h_{0y} = 17 \text{ см}$ :

$$\alpha_m = \frac{M_{ym1}}{\gamma_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_{0y}^2} = \frac{3410}{0,9 \cdot 1,7 \cdot 100 \cdot 17^2} = 0,077$$

$$\xi = 0,08$$

$$A_{sy1} = \frac{\gamma_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot \xi \cdot h_{0y}}{R_s} = \frac{0,9 \cdot 1,7 \cdot 100 \cdot 0,08 \cdot 17}{35,5} = 5,86 \text{ см}^2/\text{м}$$

Принимаем Ø10 А400 с шагом 100 мм,  $A_{sy1} = 7,85 \text{ см}^2/\text{м}$

*Определение площади верхней арматуры, параллельной оси у, для зоны 3 и подбор арматуры по сортаменту.*

Среднее значение момента  $M_{ym3}$  в межколонном участке равно:

$$M_{ym3} = \gamma_n \cdot \sum M_{yi3} / 3 = 0,95 \times (14,58 + 9,94 + 7,71) / 3 = 10,21 \text{ кН} \cdot \text{м}/\text{м}$$

Определяем требуемое количество растянутой арматуры (без учета сжатой арматуры) при  $h_{0y} = 17 \text{ см}$ :

$$\alpha_m = \frac{M_{ym3}}{\gamma_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_{0y}^2} = \frac{1021}{0,9 \cdot 1,7 \cdot 100 \cdot 17^2} = 0,023;$$

$$\xi = 0,0234$$

$$A_{sy3} = \frac{\gamma_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot \xi \cdot h_{0y}}{R_s} = \frac{0,9 \cdot 1,7 \cdot 100 \cdot 0,0234 \cdot 17}{35,5} = 1,71 \text{ см}^2/\text{м};$$

Принимаем Ø10 А400 с шагом 200 мм,  $A_{sy3} = 3,92 \text{ см}^2/\text{м}$ .

*Определение площади нижней арматуры, параллельной оси у,  
для зоны 5 и подбор арматуры по сортаменту.*

Среднее значение момента  $M_{ym}$  в межколонном участке равно:

$$M_{ym5} = \gamma_n \cdot \sum M_{yi5} / 3 = 0,95 \times (15,61 + 14,58 + 13,01) / 3 = 13,68 \text{ кН}\cdot\text{м/м}$$

Определяем требуемое количество растянутой арматуры (без учета сжатой арматуры) при  $h_{0y}=17$  см:

$$\alpha_m = \frac{M_{ym5}}{\gamma_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_{0y}^2} = \frac{1368}{0,9 \cdot 1,7 \cdot 100 \cdot 17^2} = 0,031$$

$$\xi = 0,031$$

$$A_{sy5} = \frac{\gamma_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot \xi \cdot h_{0y}}{R_s} = \frac{0,9 \cdot 1,7 \cdot 100 \cdot 0,031 \cdot 17}{35,5} = 2,27 \text{ см}^2/\text{м}$$

Принимаем  $\varnothing 10$  А400 с шагом 200 мм,  $A_{sy5} = 3,92 \text{ см}^2/\text{м}$

*Определение площади нижней арматуры, параллельной оси у, для  
зоны 6 и подбор арматуры по сортаменту.*

Среднее значение момента  $M_{ym}$  в пролетном участке равно:

$$M_{ym6} = \gamma_n \cdot \sum M_{yi6} / 3 = 0,95 \times (11,33 + 10,03 + 9,38) / 3 = 9,73 \text{ кН}\cdot\text{м/м}$$

Определяем требуемое количество растянутой арматуры (без учета сжатой арматуры) при  $h_{0y}=17$  см:

$$\alpha_m = \frac{M_{ym6}}{\gamma_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_{0y}^2} = \frac{973}{0,9 \cdot 1,7 \cdot 100 \cdot 17^2} = 0,022$$

$$\xi = 0,022$$

$$A_{sy6} = \frac{\gamma_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot \xi \cdot h_{0y}}{R_s} = \frac{0,9 \cdot 1,7 \cdot 100 \cdot 0,022 \cdot 17}{35,5} = 1,62 \text{ см}^2/\text{м}$$

Принимаем  $\varnothing 10$  А400 с шагом 200 мм,  $A_{sy6} = 3,92 \text{ см}^2/\text{м}$

Аналогично необходимо выполнить расчет для всех конструктивных ячеек здания, затем назначить армирование для перекрытия в целом с учетом унификации используемых диаметров, ограничив их количество.

Результаты расчетов сведены в табл. 2. Схемы армирования верхней и нижней арматурой показаны на рис. 8 и 9, арматура  $\varnothing 10$  А400 подобрана с большим запасом. Из опыта проектирования в перекрытиях не рекомендуется использовать арматуру диаметром меньше 10 мм. Также перекрытия армируют сетками или отдельными стержнями в соответствии с требуемой площадью арматуры. Армирование перекрытия отдельными стержнями приведено на рис.10 и рис.11 (с учетом дальнейшего расчета по раскрытию трещин).

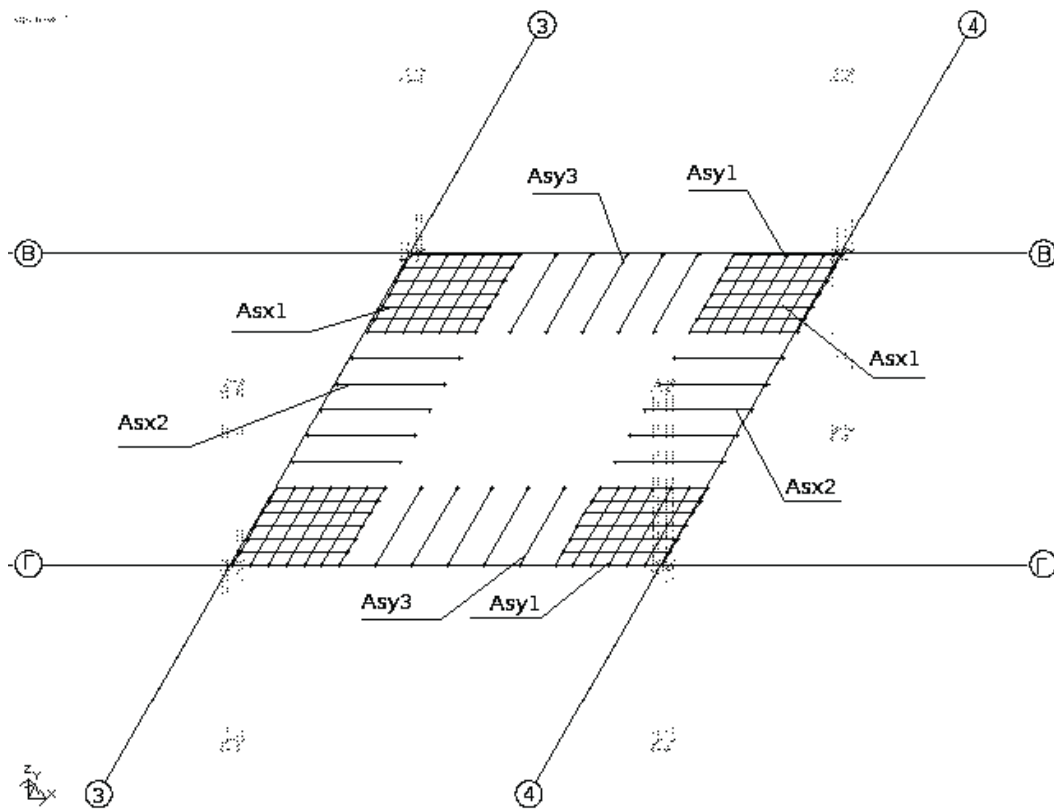


Рис. 8 Схема верхнего армирования.

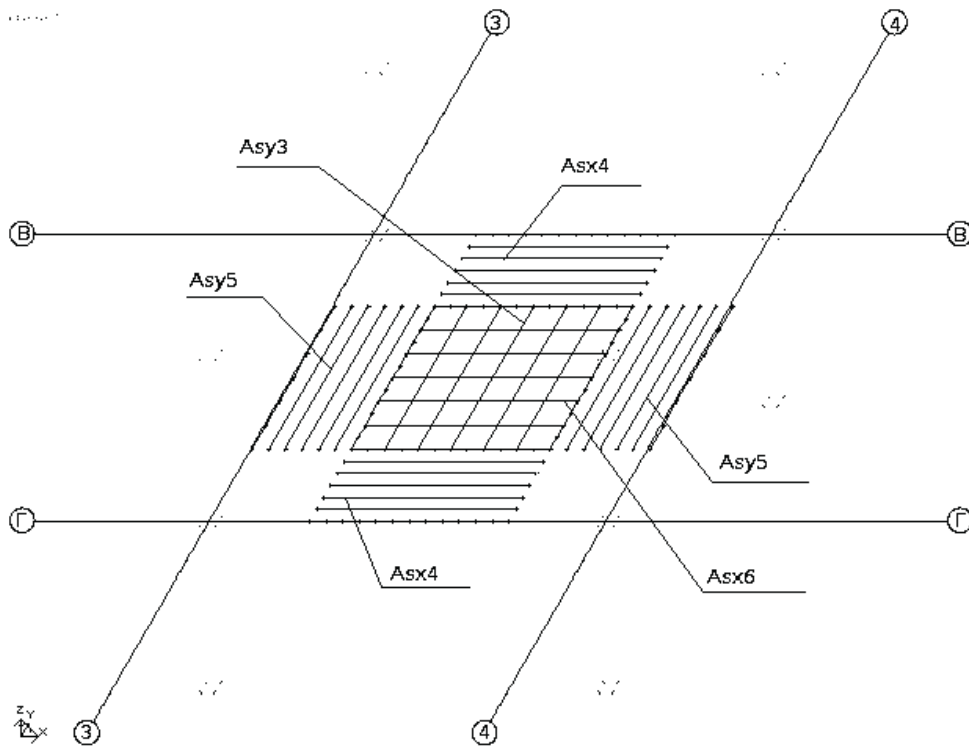


Рис. 9 Схема нижнего армирования.

Таблица 2

Расчет арматуры параллельной оси X						
Расчетная зона	$M_{xi}$ кН·м/м	$\gamma_n \cdot M_{xm}$ кН·м/м	$\alpha_m$	$\xi$	$A_{sx}$ см <sup>2</sup> /м	Принятое армирование
зона 1	- 49,56	32,0	0,093	0,098	6,32	Ø 10 шаг 100
	- 31,68					$A_{sx} = 7,85 \text{ см}^2/\text{м}$
	- 19,82					
зона 2	- 12,48	8,52	0,025	0,025	1,6	Ø 10 шаг 200
	- 8,23					$A_{sx} = 3,92 \text{ см}^2/\text{м}$
	- 6,20					
зона 4	+ 16,46	14,38	0,042	0,043	2,8	Ø 10 шаг 200
	+ 15,31					$A_{sx} = 3,92 \text{ см}^2/\text{м}$
	+ 14,38					
зона 6	+ 12,04	10,4	0,030	0,030	1,94	Ø 10 шаг 200
	+ 10,80					$A_{sx} = 3,92 \text{ см}^2/\text{м}$
	+ 10,09					
расчет арматуры параллельной оси Y						
Расчетная зона	$M_{yi}$ кН·м/м	$\gamma_n \cdot M_{ym}$ кН·м/м	$\alpha_m$	$\xi$	$A_{sy}$ см <sup>2</sup> /м	Принятое армирование
зона 1	- 49,98	34,1	0,077	0,08	6,1	Ø 10 шаг 100
	- 35,21					$A_{sy} = 7,85 \text{ см}^2/\text{м}$
	- 22,49					
зона 3	- 14,58	10,21	0,023	0,023	1,71	Ø 10 шаг 200
	- 9,94					$A_{sy} = 3,92 \text{ см}^2/\text{м}$
	- 7,71					
зона 5	+ 15,61	13,68	0,031	0,031	2,27	Ø 10 шаг 200
	+ 14,58					$A_{sy} = 3,92 \text{ см}^2/\text{м}$
	+ 13,01					
зона 6	+ 11,33	9,73	0,022	0,022	1,62	Ø 10 шаг 200
	+ 10,03					$A_{sy} = 3,92 \text{ см}^2/\text{м}$
	+ 9,38					

#### 4. РАСЧЕТ ПЕРЕКРЫТИЯ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ ВТОРОЙ ГРУППЫ

##### *Расчет по образованию трещин*

Рассмотрено расчетное сечение, в зоне 1, в котором действует максимальный момент от расчетных нагрузок  $M_y(q) = 49,98$  кН·м/м. В расчетах трещиностойкости ширину расчетного сечения принимали равной шагу сетки конечных элементов  $b = S_x = 0,5$  м, при этом значение момента от полной нормативной нагрузки  $q_n = 7,29$  кН/м<sup>2</sup> вычислили по формуле :

$$M_y(q_n) = \gamma_n \cdot M_y(q) \cdot (q_n / q) \cdot S_x = 0,95 \times 49,98 \times (7,29 / 8,43) \times 0,5 = 20,5 \text{ (кН·м)},$$

Момент образования трещин по п.п. 7.2.8, 7.2.9 [3] равен :

$$M_{\text{crc}} = \gamma_{b1} \cdot R_{\text{btн}} \cdot W = 0,9 \times 1,75 \times 10^3 \times 0,00333 = 5,24 \text{ кН·м/м ; где}$$

$W = b \cdot h^2 / 6 = 0,5 \times 0,2^2 : 6 = 0,00333$  м<sup>3</sup> – момент сопротивления расчетного сечения, в запас надежности определенный без учета арматуры и неупругих деформаций растянутого бетона;

$b = 0,5$  м – ширина расчетного сечения;

$h = 0,2$  м – толщина плиты перекрытия.

Т.к.  $M_{y,\text{max}}(q_n) = 20,5$  кН·м  $>$   $M_{\text{crc}} = 5,24$  кН·м, трещины в расчетном сечении образуются, необходимо выполнить расчет по раскрытию трещин.

##### *Расчет по раскрытию трещин.*

Ширину раскрытия трещин  $a_{\text{crc}}$  определили по формуле (7.13) с учетом рекомендаций п.п. 7.2.12...7.2.15 [3] :

$$a_{\text{crc}} = \varphi_1 \cdot \varphi_2 \cdot \varphi_3 \cdot \psi_s \cdot (\sigma_s / E_s) \cdot l_s = \varphi_1 \cdot \sigma_s \cdot 0,5 \times 1,0 \times 0,79 \times 0,40 : 20 \cdot 10^3 = \\ = \varphi_1 \cdot \sigma_s \cdot 0,00792 \cdot 10^{-3} \text{ (м)} = \varphi_1 \cdot \sigma_s \cdot 0,0079 \text{ (мм)},$$

где  $\varphi_1$  – коэффициент, учитывающий продолжительность действия нагрузки, принимаемый равным  $\varphi_1 = 1,0$  при непродолжительном действии нагрузки и  $\varphi_1 = 1,4$  при продолжительном действии нагрузки;

$\varphi_2$  – коэффициент, учитывающий профиль продольной арматуры, для арматуры периодического профиля  $\varphi_2 = 0,5$ ;

$\varphi_3$  – коэффициент, учитывающий характер нагружения, для изгибаемых элементов  $\varphi_3 = 1,0$ ;

$\psi_s$  – коэффициент, учитывающий неравномерное распределение относительных деформаций растянутой арматуры между трещинами; принимая при вычислении  $\psi_s$  в запас надежности момент от полной нормативной нагрузки  $M_y(q_n) = 20,5$  кН·м получили

$$\psi_s = 1 - 0,8 \cdot M_{\text{crc}} / M_y(q_n) = 1 - 0,8 \times 5,24 / 20,5 = 0,79;$$

$$\sigma_s = M / (z_s \cdot A_s) \text{ – напряжения в растянутой арматуре;}$$

$$z_s \approx 0,7 \cdot h_{0y} = 0,7 \times 0,17 = 0,12 \text{ м – плечо внутренней пары;}$$

$$E_s = 2 \cdot 10^5 \text{ МПа} = 20 \cdot 10^3 \text{ кН/см}^2 \text{ – модуль упругости арматуры;}$$

$l_s$  – базовое расстояние между трещинами; по п. 7.2.14 [3] значение  $l_s$  следует принимать не более  $40 \cdot d_s = 40 \times 0,010 = 0,40$  м и  $0,40$  м;

$$l_s = 0,5 \cdot (A_{bt} / A_s) \cdot d_s = 0,5 \times (500 : 3,925) \times 0,01 = 0,64 \text{ м, принято } l_s = 0,40 \text{ м;}$$

$A_{bt}$  – площадь сечения растянутого бетона; в первом приближении приняли  $A_{bt} \approx b \cdot h_f / 2 = 0,5 \times 0,2 : 2 = 0,05 \text{ м}^2 = 500 \text{ см}^2$ ;

$A_s = 7,85 \cdot S_x = 7,85 \times 0,5 = 3,925 \text{ см}^2$  – площадь сечения растянутой арматуры в пределах ширины расчетного сечения, равного шагу сетки конечных элементов.

Ширину продолжительного раскрытия трещин  $a_{\text{crc},1}$  при действии постоянных и временных длительных нагрузок  $q_{n,\text{lon}} = 6,45$  кН/м<sup>2</sup> определили с учетом соответствующих параметров

$$\varphi_1 = 1,4;$$

$$M_y(q_{n,\text{lon}}) = \gamma_n \cdot M_y(q_n) \cdot (q_{n,\text{lon}} / q_n) = 0,95 \times 20,5 \times (6,45 : 7,29) = 17,2 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$\sigma_s = M_y(q_{n,\text{lon}}) / (z_s \cdot A_s) = 17,2 : (0,12 \times 3,925) = 36,51 \text{ кН / см}^2$$

$$a_{\text{crc},1} = \varphi_1 \cdot \sigma_s \cdot 0,0079 = 1,4 \times 36,51 \times 0,0079 = 0,403 \text{ мм}$$

Т.к.  $a_{\text{crc},1} = 0,403 \text{ мм} > a_{\text{crc,ult}} = 0,3 \text{ мм}$  – ширина раскрытия трещин не удовлетворяет требованиям норм из условия обеспечения сохранности арматуры.

Поэтому увеличиваем диаметр продольной рабочей арматуры. Принимаем на опоре  $\varnothing 12$  А400 с шагом 100 мм и выполняем перерасчет ширины раскрытия трещин.

$$l_s = 0,5 \cdot (A_{bt} / A_s) \cdot d_s = 0,5 \times (500 : 5,655) \times 0,012 = 0,53 \text{ м, принято } l_s = 0,40 \text{ м;}$$

$A_{bt}$  – площадь сечения растянутого бетона; в первом приближении приняли  $A_{bt} \approx b \cdot h_f / 2 = 0,5 \times 0,2 : 2 = 0,05 \text{ м}^2 = 500 \text{ см}^2$ ;

$A_s = 11,31 \cdot S_x = 11,31 \times 0,5 = 5,655 \text{ см}^2$  – площадь сечения растянутой арматуры в пределах ширины расчетного сечения, равного шагу сетки конечных элементов.

$$\sigma_s = M_y(q_{n,\text{lon}}) / (z_s \cdot A_s) = 17,2 : (0,12 \times 5,655) = 25,35 \text{ кН / см}^2$$

$$a_{\text{crc},1} = \varphi_1 \cdot \sigma_s \cdot 0,0079 = 1,4 \times 25,35 \times 0,0079 = 0,28 \text{ мм}$$

Т.к.  $a_{\text{crc},1} = 0,28 \text{ мм} < a_{\text{crc,ult}} = 0,3 \text{ мм}$  – ширина раскрытия трещин удовлетворяет требованиям норм из условия обеспечения сохранности арматуры.

Аналогично необходимо проверить ширину раскрытия трещин во всех зонах плиты перекрытия и при необходимости изменить площадь рабочей арматуры.

В примере настоящих методических указаний диаметр продольной рабочей арматуры был увеличен во всех зонах плиты до Ø12 без перерасчета.

Поскольку постоянные и временные длительные нагрузки составляют около 90 % от полных, определять ширину непродолжительного раскрытия трещин нет необходимости.

#### *Расчет по деформациям.*

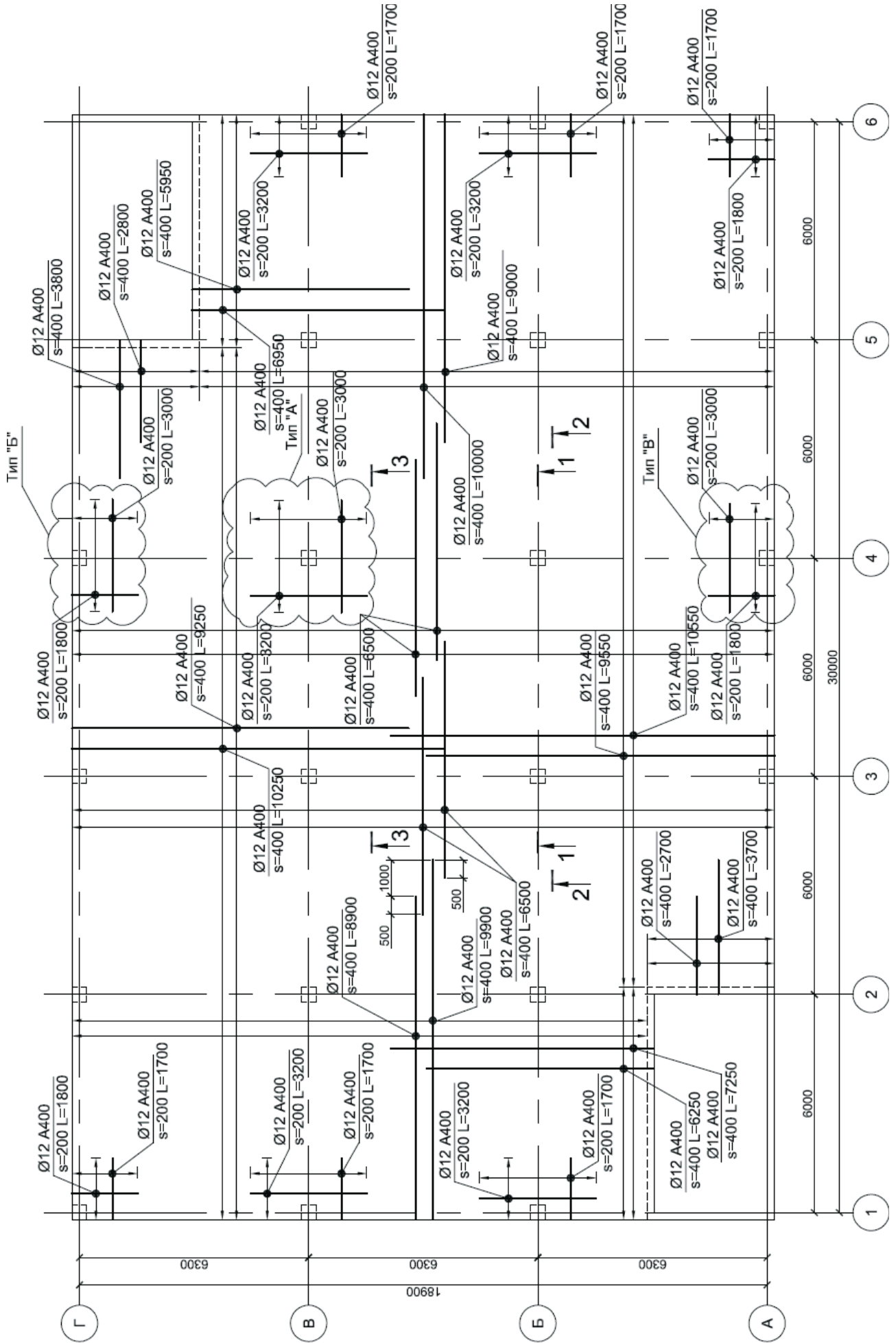
Вертикальные перемещения  $f(q_{n,\text{lon}})$  центрального узла конструктивной ячейки в осях Б-В / 3-4 от действия длительной части нормативной нагрузки  $q_{n,\text{lon}} = 6,45 \text{ кН/м}^2$  определили, используя деформации перекрытия от действия вертикальной единичной нагрузки и вертикальные перемещения центрального узла конструктивной ячейки, приведенные в таблице Приложения:

$$f(q_{n,\text{lon}}) = q_{n,\text{lon}} \cdot f^* = 6,45 \times 1,804 \approx 12 \text{ мм}$$

где  $f^* = 1,804 \text{ мм}$  – перемещения данного узла от нагрузки  $q = 1 \text{ кН/м}^2$ .

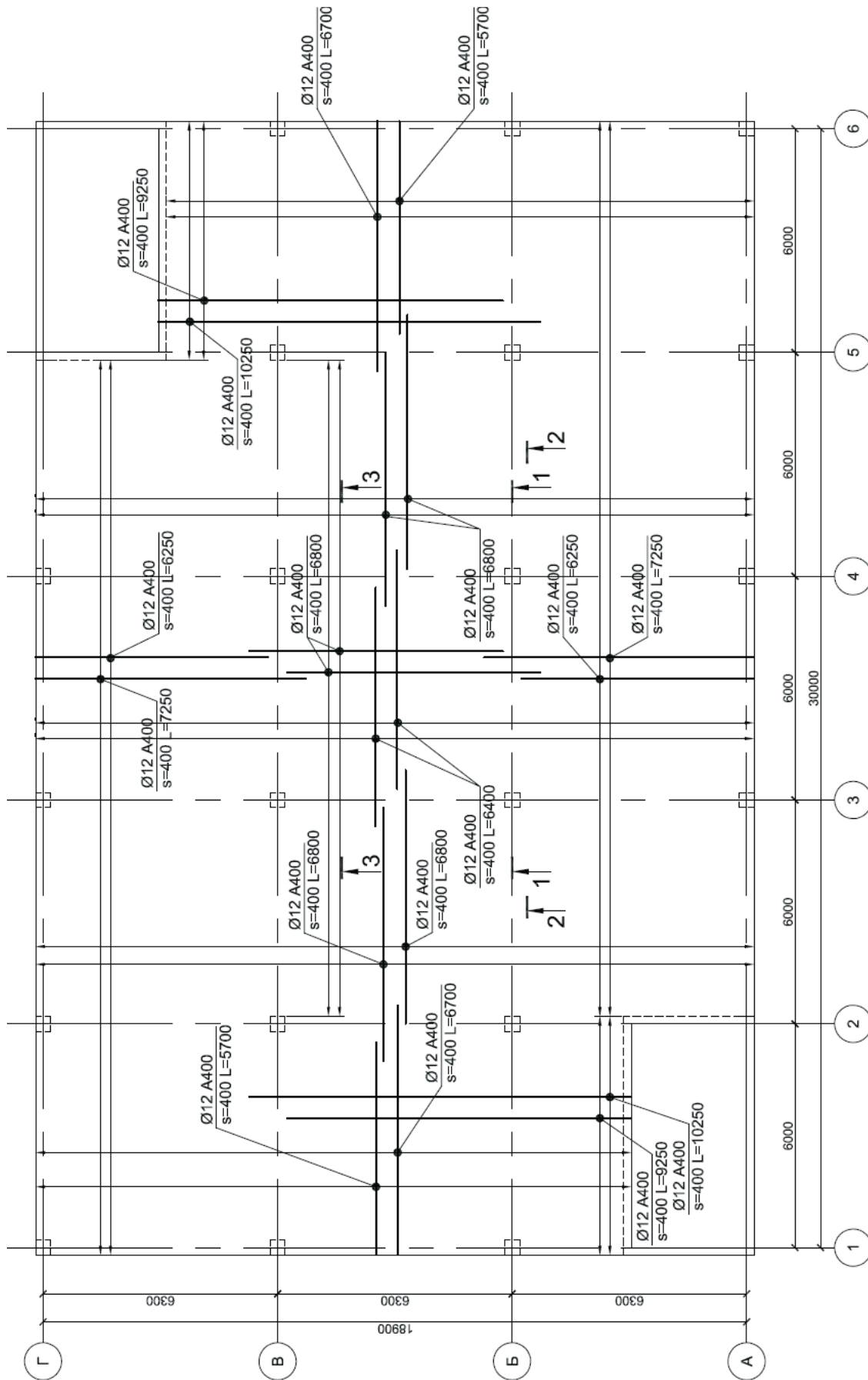
Предельный прогиб по п.2 табл. 19 [1] при пролете равном расстоянию между колоннами по диагонали  $L_d = 8,7 \text{ м}$  составляет  $f_u = L_d/222 = 8700: 222 = 39 \text{ мм}$ . Поскольку  $f_n = 12 \text{ мм} < f_u = 39 \text{ мм}$ , жесткость перекрытия удовлетворяет требованиям норм.

# Верхнее армирование плиты перекрытия





## Нижнее армирование плиты перекрытия



1. Дополнительное армирование зон надколонных зон плиты в осях Б-В/2-5 выполнять по типу "А";
2. Дополнительное армирование зон надколонных зон плиты в осях Г/1-4 выполнять по типу "Б";
3. Дополнительное армирование зон надколонных зон плиты в осях А/3-5 выполнять по типу "В";
4. Дополнительное армирование, перпендикулярное стенам лестничных клеток Ø12 А400 с шагом 200 мм, условно не показано.

Рис. 10 Схема верхнего (см. выше) и нижнего армирования плиты перекрытия отдельными стержнями.

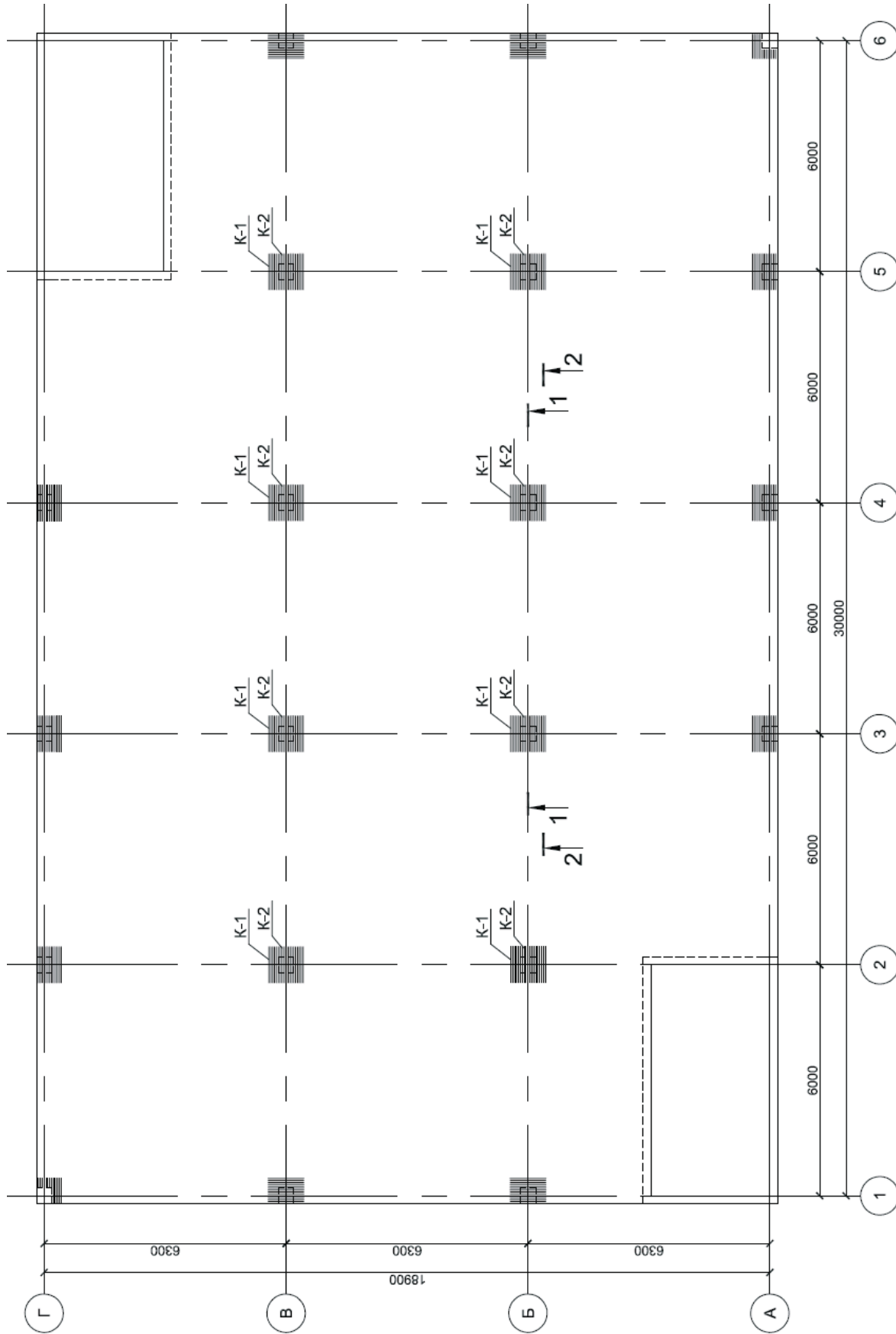


Рис. 11 Дополнительное армирование плиты перекрытия в зонах продавливания.

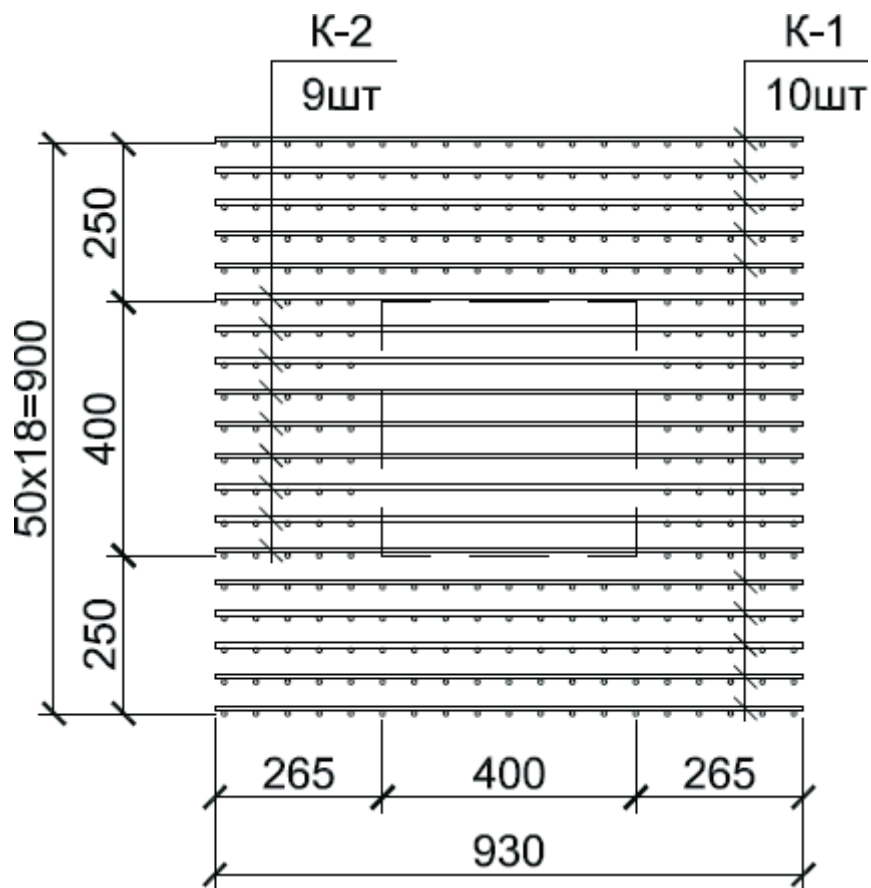
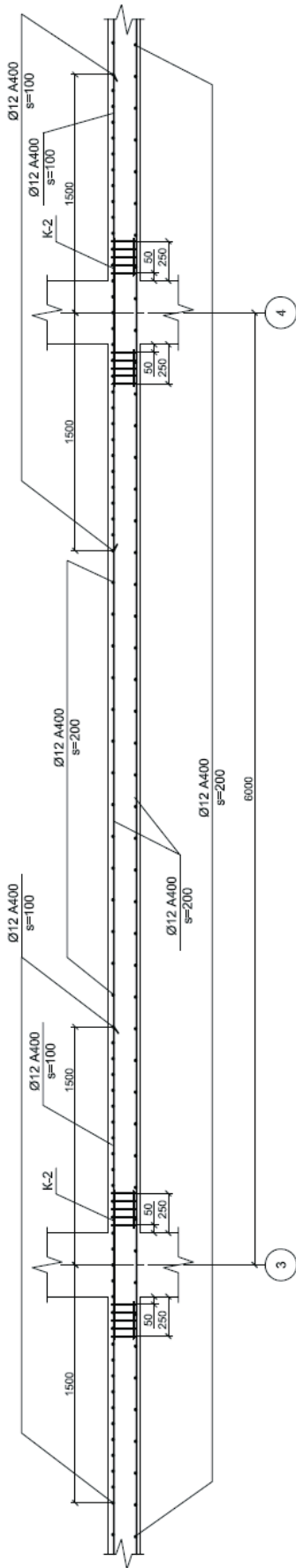
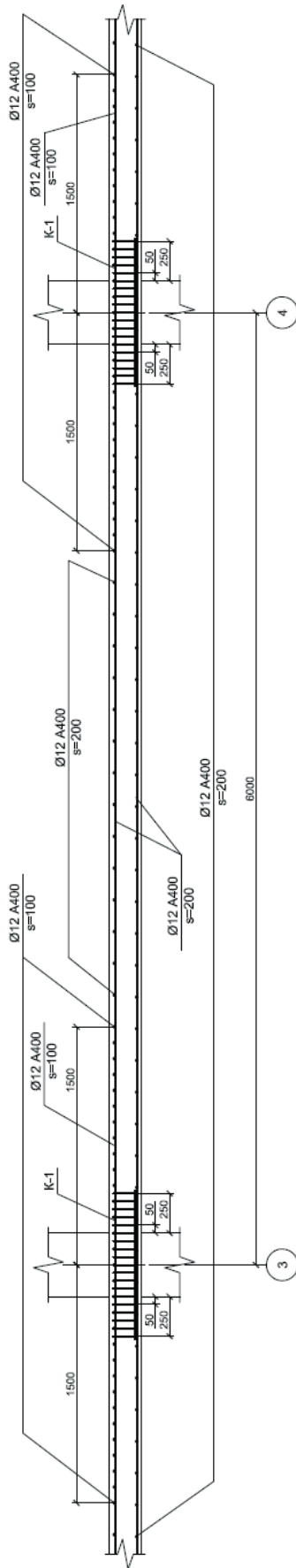


Рис. 12. Фрагмент дополнительного армирования плиты перекрытия в зоне продавливания

1 - 1 (надколонная полоса)



2 - 2 (надколонная полоса)



3 - 3 (пролетная полоса)

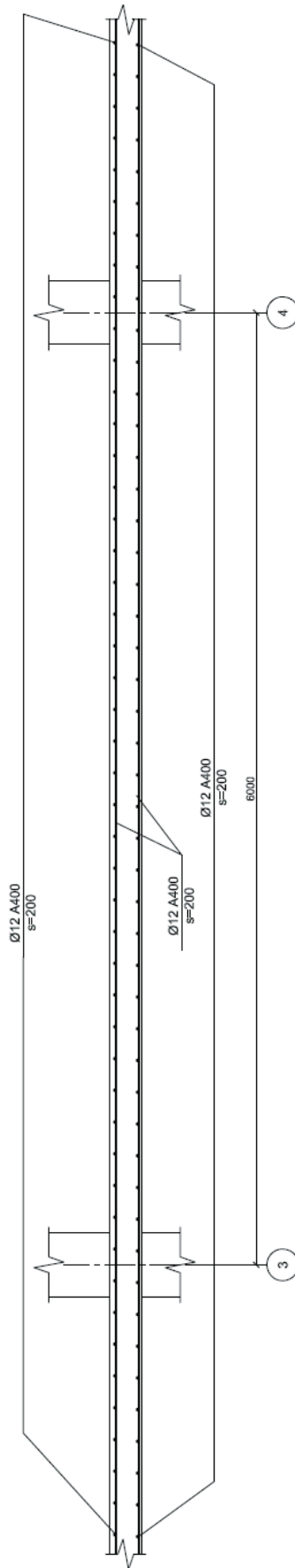


Рис. 13. Армирование плиты перекрытия в осях 3-4.

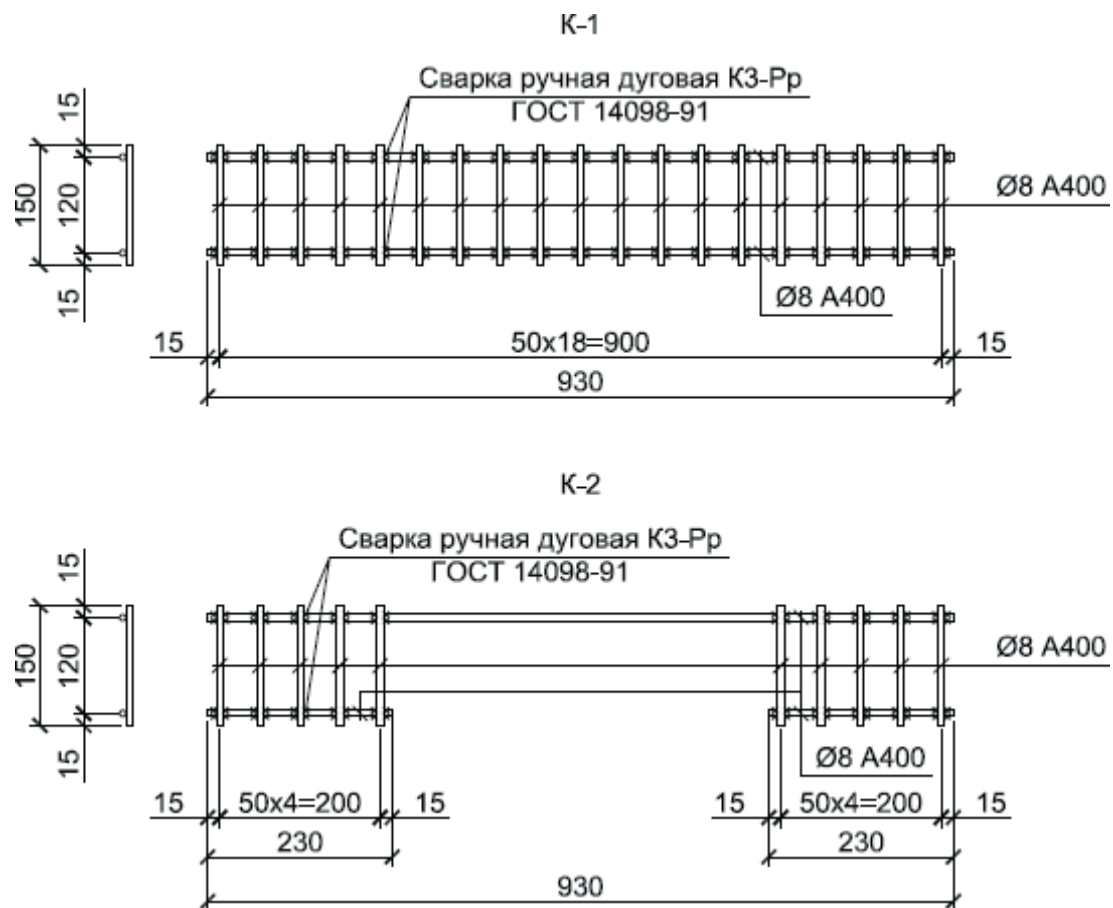


Рис. 14. Общий вид каркасов дополнительного армирования плиты перекрытия в зонах продавливания

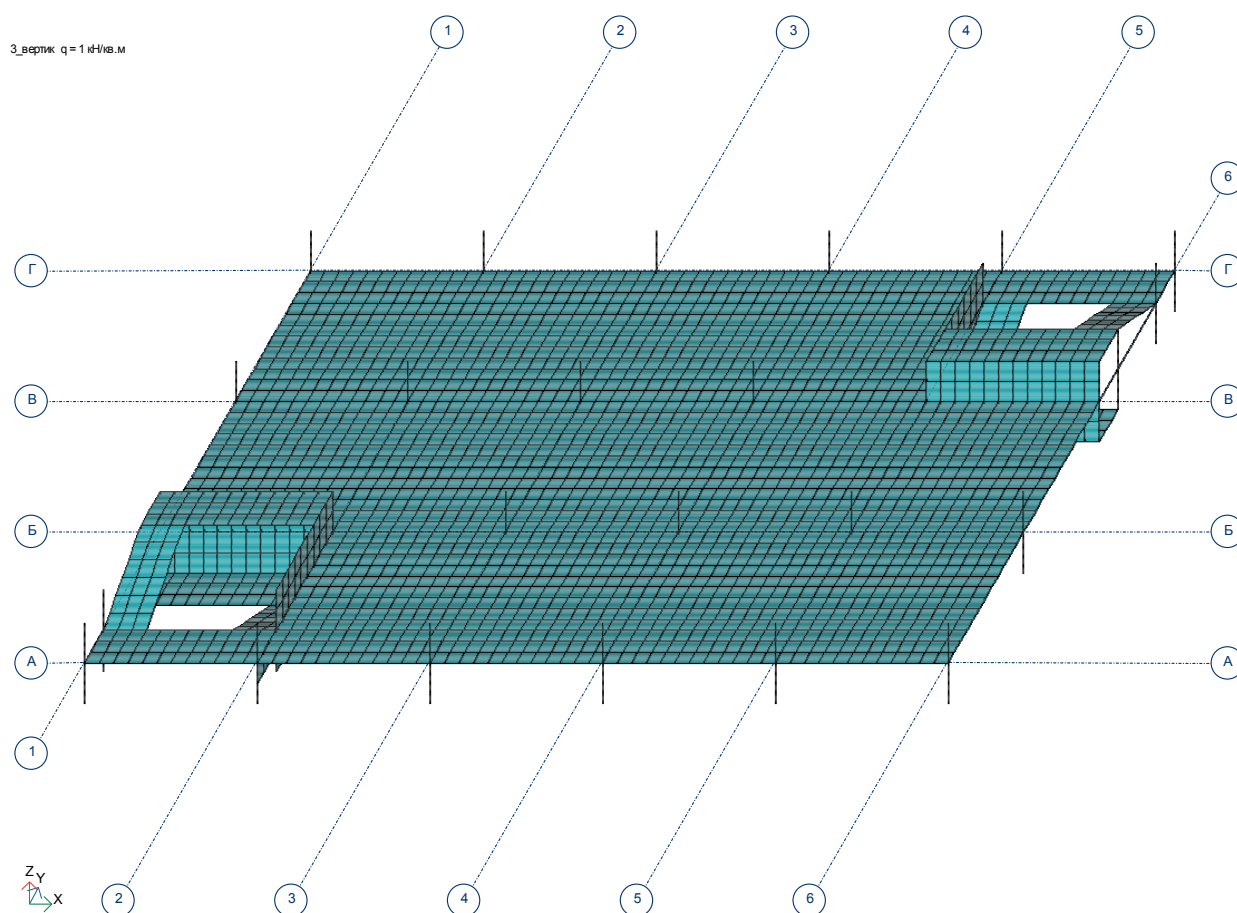
## БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. СНиП 2.01.07–85\*. Нагрузки и воздействия. // Госстрой России. – М.: ГУП ЦПП, 2003. – 44 с.
2. СНиП 52-01-2003. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. // Госстрой России. – М.: 2004. – 28 с.
3. СП 52-101-2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры. // Госстрой России. – М.: 2004. – 53 с.
4. СП 52-103-2007. Железобетонные монолитные конструкции зданий // Госстрой России. – М.: 2007. – 18 с.
5. ПОСОБИЕ по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона без предварительного напряжения арматуры (к СП 52-101-2003). // ЦНИИ промзданий, НИИЖБ. – М.: ОАО " ЦНИИ промзданий", 2005. – 214 с.
6. В.Н. БАЙКОВ, Э.Е. СИГАЛОВ – Железобетонные конструкции : Общий курс.. Учебник для вузов. – 4-е изд., перераб. – М.: Стройиздат, 1991. – 767 с.

РЕЗУЛЬТАТЫ РАСЧЕТА ТИПОВОГО ПЕРЕКРЫТИЯ  
НА ДЕЙСТВИЕ НАГРУЗКИ  $q = 1 \text{ кН/м}^2$

$$L_x=6.0 \quad L_y=6.0$$

Расчетная схема перекрытия



ПРИЛОЖЕНИЕ  
(продолжение)

Заружение 1

	3		4										
Б	-5.60	-1.82	-0.05	0.98	1.58	1.86	1.87	1.60	1.01	2.5e-003	-1.75	-5.61	Б
	-3.58	-1.78	-0.19	0.83	1.44	1.73	1.74	1.46	0.86	-0.15	-1.73	-3.52	
	-2.24	-1.36	-0.22	0.67	1.26	1.54	1.55	1.27	0.69	-0.20	-1.32	-2.20	
	-1.41	-0.91	-0.15	0.57	1.09	1.36	1.36	1.10	0.59	-0.13	-0.88	-1.39	
	-0.93	-0.59	-0.04	0.53	0.98	1.22	1.22	0.98	0.54	-0.03	-0.58	-0.91	
	-0.70	-0.43	0.02	0.52	0.92	1.14	1.14	0.92	0.52	0.03	-0.43	-0.70	
	-0.70	-0.43	0.03	0.52	0.92	1.14	1.14	0.92	0.52	0.02	-0.43	-0.70	
	-0.91	-0.58	-0.03	0.54	0.98	1.22	1.22	0.98	0.53	-0.04	-0.59	-0.93	
	-1.39	-0.88	-0.13	0.59	1.10	1.36	1.36	1.09	0.57	-0.15	-0.91	-1.41	
	-2.20	-1.32	-0.20	0.69	1.27	1.55	1.54	1.26	0.67	-0.22	-1.36	-2.24	
	-3.52	-1.73	-0.15	0.86	1.46	1.74	1.73	1.44	0.83	-0.19	-1.78	-3.58	
Б	-5.60	-1.75	2.4e-003	1.01	1.60	1.87	1.86	1.58	0.98	-0.05	-1.82	-5.60	Б
	3		4										

$L_x=6.0$	Типовой этаж. Участок перекрытия в осях Б–В/3–4. Значения моментов $M_x$ (кН·м/м) от нагрузки $q = 1 \text{ кН/м}^2$
$L_y=6.0$	



ПРИЛОЖЕНИЕ  
(продолжение)

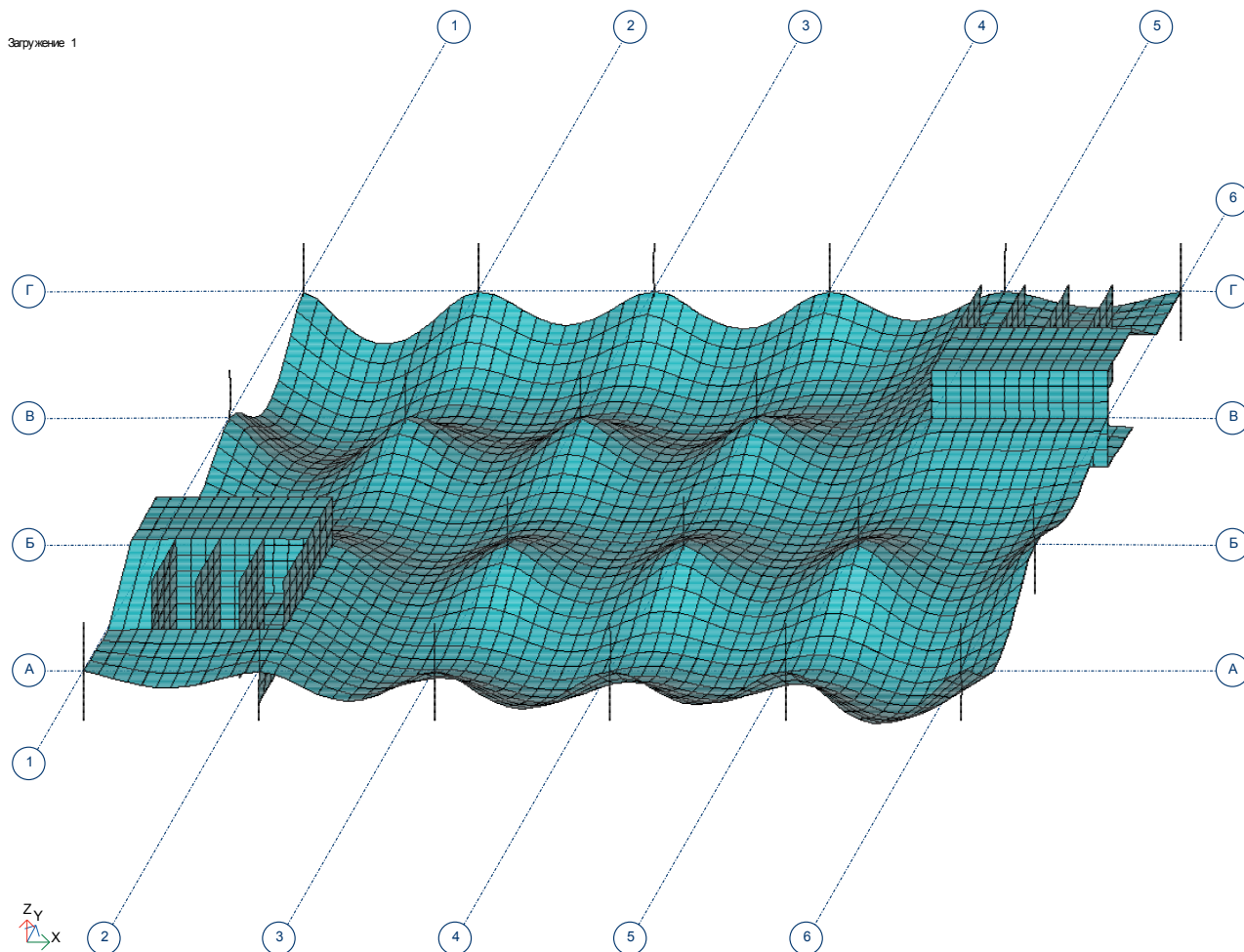
Заружение 1

	3											4	
Б	-5.38	-3.79	-2.42	-1.57	-1.07	-0.83	-0.82	-1.04	-1.53	-2.36	-3.71	-5.40	Б
	-1.81	-1.82	-1.47	-1.04	-0.73	-0.57	-0.56	-0.71	-1.01	-1.41	-1.75	-1.73	
	-0.15	-0.27	-0.33	-0.27	-0.18	-0.11	-0.11	-0.16	-0.24	-0.29	-0.21	-0.07	
	0.83	0.70	0.55	0.44	0.39	0.38	0.39	0.41	0.47	0.58	0.75	0.89	
	1.41	1.29	1.12	0.95	0.84	0.78	0.79	0.85	0.97	1.14	1.32	1.44	
	1.68	1.57	1.40	1.22	1.08	1.01	1.01	1.08	1.22	1.40	1.58	1.70	
	1.70	1.58	1.40	1.22	1.08	1.01	1.01	1.08	1.22	1.40	1.57	1.68	
	1.44	1.32	1.14	0.97	0.85	0.79	0.78	0.84	0.95	1.12	1.29	1.41	
	0.89	0.75	0.58	0.47	0.41	0.39	0.38	0.39	0.44	0.55	0.70	0.83	
	-0.07	-0.21	-0.29	-0.24	-0.16	-0.11	-0.11	-0.18	-0.27	-0.33	-0.27	-0.15	
	-1.73	-1.75	-1.41	-1.01	-0.71	-0.56	-0.57	-0.73	-1.04	-1.47	-1.82	-1.81	
Б	-5.40	-3.71	-2.36	-1.53	-1.04	-0.82	-0.83	-1.07	-1.57	-2.42	-3.79	-5.38	Б
	3											4	

Б  
↑  
y  
x

$L_x=6.0$	Типовой этаж. Участок перекрытия в осях Б–В/3–4. Значения моментов $M_u$ (кН·м/м) от нагрузки $q = 1$ кН/м <sup>2</sup>
$L_y=6.0$	

деформации перекрытия  
от действия вертикальной нагрузки  $q = 1 \text{ кН/м}^2$



ВЕРТИКАЛЬНЫЕ ПЕРЕМЕЩЕНИЯ ЦЕНТРАЛЬНОГО УЗЛА КОНСТРУКТИВНОЙ ЯЧЕЙКИ В ОСЯХ Б-В / 3-4 ОТ НАГРУЗКИ $1,0 \text{ кН/м}^2$					
	$L_x = 5,4$	$L_x = 5,7$	$L_x = 6,0$	$L_x = 6,3$	$L_x = 6,6$
$L_y = 5,4$	<b>1,056</b>	1,226	1,396	1,656	<b>1,736</b>
$L_y = 5,7$	1,207	1,330	1,500	1,670	1,888
$L_y = 6,0$	1,359	1,482	<b>1,605</b>	1,823	2,040
$L_y = 6,3$	1,510	1,633	1,804	1,975	2,193
$L_y = 6,6$	<b>1,661</b>	1,832	2,003	2,174	<b>2,345</b>

## ОГЛАВЛЕНИЕ

1. ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ.....	1
2. ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ .....	8
3. РАСЧЕТ ПЕРЕКРЫТИЯ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ ПЕРВОЙ ГРУППЫ.....	10
4. РАСЧЕТ ПЕРЕКРЫТИЯ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ ВТОРОЙ ГРУППЫ.....	19
БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК .....	28
ПРИЛОЖЕНИЕ.....	29

Лицензия ЛР №020675 от 09.12.1997 г.

---

Подписано в печать 01.02. 2011 г. Формат 60x84 1/16 Печать офсетная  
И- 12 Объем 2,5 п.л. Т. 100 экз. Заказ 23

---

ГОУ ВПО Московский государственный строительный университет  
Типография МГСУ 129337, Москва, Ярославское шоссе, 26