

Министерство образования и науки Российской Федерации

Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение
высшего профессионального образования
«Оренбургский государственный университет»

Кафедра строительных конструкций

В.В. Букланов

РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ПЛИТЫ МОНОЛИТНОГО РЕБРИСТОГО ПЕРЕКРЫТИЯ С БАЛОЧНЫМИ ПЛИТАМИ

Рекомендовано к изданию Редакционно-издательским советом федерального государственного бюджетного образовательного учреждения высшего профессионального образования «Оренбургский государственный университет» в качестве методических указаний для студентов, обучающихся по программам высшего профессионального образования по направлению подготовки 270800.62 Строительство

Оренбург
2012

УДК 624.012
ББК 38.53
Б-90

Рецензент – доцент, кандидат технических наук Р.Г. Касимов

Букланов, В.В.
Б 90 Расчет и конструирование плиты монолитного ребристого перекрытия с балочными плитами: методические указания / В.В. Букланов, Оренбургский гос. ун-т. – Оренбург : ОГУ, 2012. - 50 с.

Методические указания предназначены для выполнения курсового проекта по дисциплине «Железобетонные и каменные конструкции» для студентов по направлению подготовки 270800.62 Строительство.

УДК 624.012
ББК 38.53

©Букланов В.В., 2012
© ОГУ, 2012

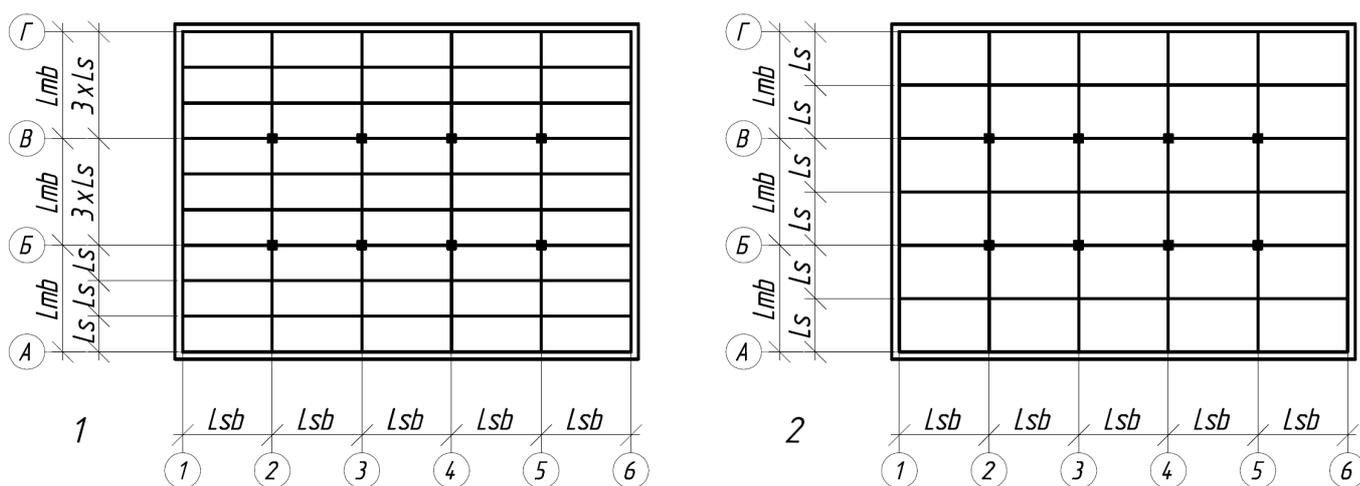
Содержание

1 Введение. Общие указания по выполнению компоновки.....	4
2 Пример выполнения компоновки.....	8
3 Общие указания по расчету и конструированию плиты.....	10
4 Пример расчета плиты.....	14
4.1 Непрерывное армирование.....	18
4.2 Раздельное армирование.....	20
4.3 Расчет плиты в программном комплексе ЛИРА.....	24
5 Пример конструирования плиты.....	40
5.1 Непрерывное армирование.....	40
5.2 Раздельное армирование.....	45
Список использованных источников.....	50

1 Введение. Общие указания для выполнения компоновки

Плоские железобетонные перекрытия наиболее распространенные конструкции в гражданских и промышленных зданиях и сооружениях. По конструктивной схеме они подразделяются на две группы: ребристые (с балками в одном или двух направлениях) и безбалочные. Тип перекрытия выбирается на основании технико-экономического сравнения вариантов.

Плиты в составе ребристого перекрытия в зависимости от отношения сторон опорного контура могут быть балочными или опертыми по контуру. Балочные плиты работают на изгиб в направлении меньшей стороны, при этом изгибающим моментом в направлении большей стороны ввиду его малости пренебрегают. В курсовом проекте при компоновке перекрытия плита предусматривается балочной (см. рисунок 1.1).



- 1 – плита балочного типа при отношении $L_{sb}/L_s > 2$;
2 – плита опертая по контуру при отношении $L_{sb}/L_s \leq 2$.

Рисунок 1.1

Расположение главных и второстепенных балок в плане зависит от многих факторов, и одним из основных показателей, характеризующим экономичность перекрытий, является расход материалов. Об объеме материала можно судить по приведенной толщине перекрытия, принимая под ней толщину слоя материала,

необходимого для изготовления конструкций и распределенного по всей площади перекрытия.

Приведенную толщину перекрытия предлагается определять по формуле (1).

$$h_{red} = h_{s,red} + h_{sb,red} + h_{mb,red}, \quad (1)$$

где $h_{s,red}$ – приведенная толщина плиты по формуле (2), мм;

$h_{sb,red}$ – приведенная толщина второстепенных балок по формуле (3), мм;

$h_{mb,red}$ – приведенная толщина главных балок по формуле (4), мм.

$$h_{s,red} = L_s \cdot \sqrt{L_s + p_n}, \quad (2)$$

где L_s – пролет плиты, м;

p_n – нормативное значение временной нагрузки на перекрытие, кПа.

$$h_{sb,red} = 0,01 \cdot (0,45 \cdot L_{sb} + p_n) \cdot \frac{L_{sb}^3}{L_s} \cdot \frac{n_s - 1}{n_s}, \quad (3)$$

где L_{sb} – пролет второстепенной балки, м;

n_s – количество пролётов плиты, шт.

$$h_{mb,red} = 0,024 \cdot L_{mb} \cdot \left(0,4 \cdot \frac{L_{mb}^2}{L_{sb}} + p_n\right) \cdot \frac{n_{sb} - 1}{n_{sb}}, \quad (4)$$

где L_{mb} – пролет главной балки, м;

n_{sb} – количество пролётов второстепенной балки, шт.

Формулы (3) и (4) справедливы только для случая опирания перекрытия по контуру здания на несущие стены (здание с неполным каркасом).

Для выбора наиболее экономичного варианта в курсовом проектировании предлагается определить четыре значения приведенной толщины перекрытия при различных направлениях главных и второстепенных балок и значений пролетов плиты L_s . Значения пролетов плиты L_s принимаются в интервале от 1,6 до 3,0 м.

Высоту и ширину сечений элементов перекрытия назначают из требований унификации и возможности применения инвентарной щитовой опалубки.

В зависимости от пролета высота h_{sb} и ширина b_{sb} второстепенных балок может быть принята из условия (5), высота h_{mb} и ширина b_{mb} главных балок – из условия (6).

$$\begin{cases} \frac{1}{20} \cdot L_{sb} \leq h_{sb} \leq \frac{1}{12} \cdot L_{sb}; \\ \frac{1}{3} \cdot h_{sb} \leq b_{sb} \leq \frac{1}{2} \cdot h_{sb}; \end{cases} \quad (5)$$

$$\begin{cases} \frac{1}{15} \cdot L_{mb} \leq h_{mb} \leq \frac{1}{10} \cdot L_{mb}; \\ \frac{1}{3} \cdot h_{mb} \leq b_{mb} \leq \frac{1}{2} \cdot h_{mb}; \end{cases} \quad (6)$$

Предварительно габариты балок в зависимости от пролёта конструкции и действующей нагрузки могут быть приняты в соответствии с таблицей 1.1. В целях унификации высоту балок принимают кратной 50 при высоте до 600 мм, ширину балок – кратной 50 при ширине до 250 мм.

Толщина монолитной плиты должна быть оптимальной, при которой расход бетона и арматуры будет наименьшим, но не менее, например, 50 мм для междуэтажных перекрытий жилых и гражданских зданий, в соответствии с п.5.4 /3/. В зависимости от пролёта L_s минимальная толщина h_s многопролетной плиты, монолитно связанной с балкой, устанавливается отношением (7).

$$h_s = \frac{1}{45} \cdot L_s, \quad (7)$$

Предварительно толщина плиты в зависимости от пролёта конструкции и действующей нагрузки может быть принята в соответствии с таблицей 1.2. Толщины монолитных плит рекомендуется принимать от 40 до 70 мм кратно 10, от 80 до 180 мм кратно 20, от 200 до 300 мм кратно 50, свыше 300 мм кратно 100.

Таблица 1.1 – Рекомендуемые размеры сечения балок $b \times h$, см

Нагрузка, кН/м	Пролет балки L, м								
	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	5,5	6,0	6,5	7,0
12,0	10×30	10×30	15×30	15×35	20×35	20×40	20×45	20×45	20×45
14,0	10×30	15×30	15×35	15×35	20×40	20×40	20×45	20×45	25×50
16,0	15×30	15×30	15×35	15×40	20×40	20×45	20×45	25×50	25×50
18,0	15×30	15×35	20×35	20×40	20×40	20×45	20×45	25×50	25×50
20,0	15×30	15×35	20×35	20×40	20×45	20×45	25×50	25×50	25×55
24,0	15×35	20×35	20×40	20×40	20×45	20×45	25×50	25×50	25×55
28,0	15×35	20×35	20×40	20×45	20×45	25×50	25×50	25×50	25×55

Таблица 1.2 – Рекомендуемые толщины плит

Нагрузка, кПа	Пролет многопролетной плиты, м										
	1,6	1,8	2,0	2,2	2,4	2,6	2,8	3,0	3,2	3,4	3,6
3,0											
3,5		60...70 мм				70...80 мм					
4,0											
4,5											
5,0							80...90 мм				
6,0								90..100 мм			
7,0											
8,0											
9,0										100...110	
10,0											

2 Пример выполнения компоновки

Основные исходные данные:

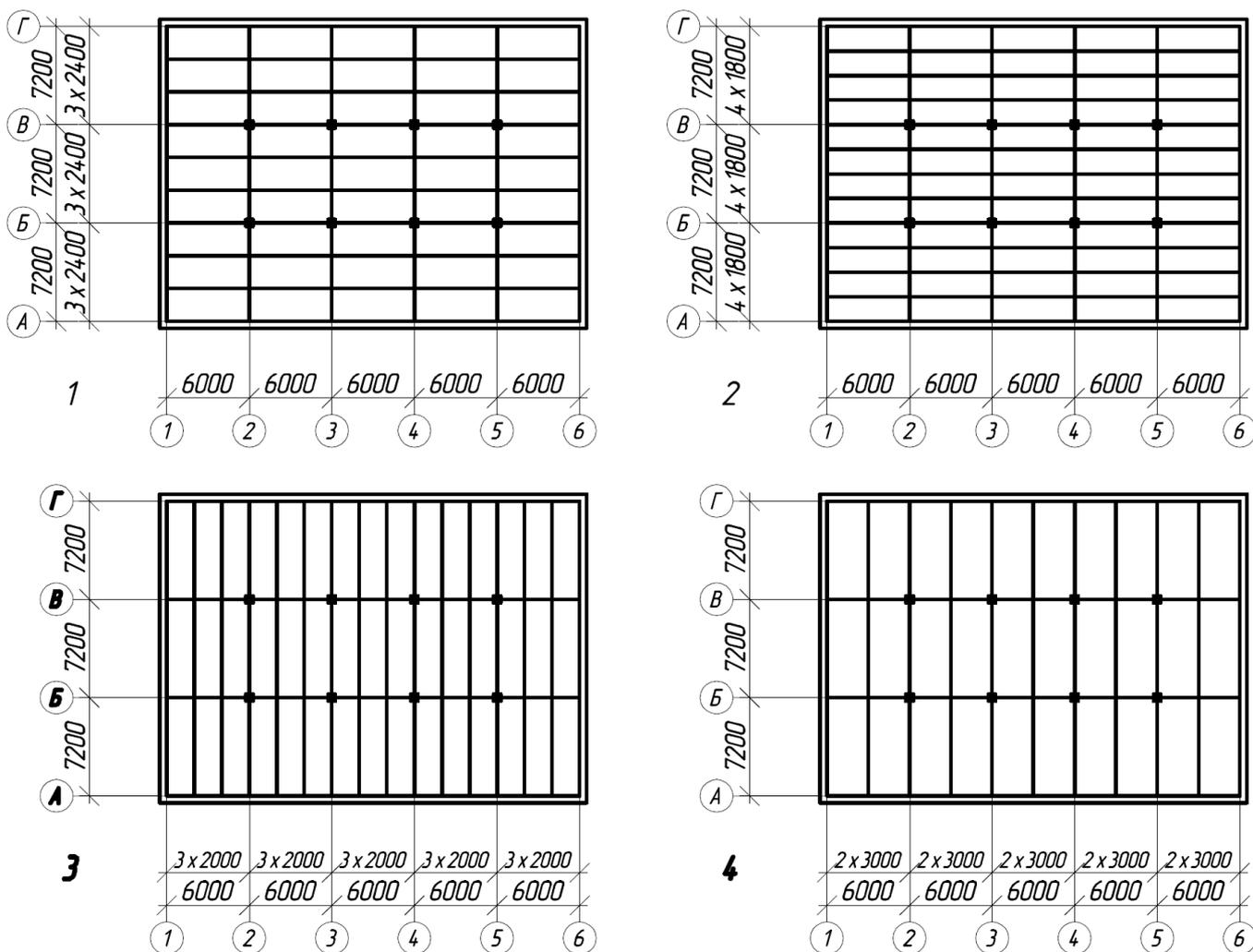
- Шаг колонн в продольном направлении 6 м;
- Число шагов в продольном направлении 5 шт;
- Шаг колонн в поперечном направлении 7,2 м;
- Число шагов в поперечном направлении 3 шт;
- Характеристика помещений расположенных на этажах «Залы совещаний».

Рассматриваемые варианты компоновки перекрытия показаны на рисунке 2.1.

Во всех вариантах предусматривается плита балочного типа, т.е. выполняется условие $L_{sb}/L_s > 2$. Для выбора наиболее экономичного решения определяем по формуле (1) значения приведенной толщины перекрытия. Результаты вычислений приведены в таблице 2.1.

Таблица 2.1

Параметр	Вариант 1	Вариант 2	Вариант 3	Вариант 4
L_s , м	2,40	1,80	2,00	3,00
L_{sb} , м	6,00	6,00	7,20	7,20
L_{mb} , м	7,20	7,20	6,00	6,00
n_s , шт	9	12	15	10
n_{sb} , шт	5	5	3	3
p_n , кПа по таблице 3 /4/	4,00	4,00	4,00	4,00
$h_{s,red}$, см по формуле (2)	6,07	4,33	4,90	7,94
$h_{sb,red}$, см по формуле (3)	5,36	7,37	12,61	8,11
$h_{mb,red}$, см по формуле (4)	1,03	1,03	0,58	0,58
h_{red} , см по формуле (1)	12,46	12,74	18,09	16,62



1, 2 – варианты компоновки с главными балками в поперечном направлении;
 3, 4 – варианты компоновки с главными балками в продольном направлении.

Рисунок 2.1

Для дальнейшего расчета принимаем первый вариант компоновки, как наиболее экономичный по расходу материалов. В соответствии с условиями (5) и (6) предварительно назначаем габаритные размеры второстепенных и главных балок.

$$\begin{cases} 300 \text{ мм} \leq h_{sb} \leq 500 \text{ мм}; \\ 100 \text{ мм} \leq b_{sb} \leq 250 \text{ мм}; \end{cases}$$

$$\begin{cases} 480 \text{ мм} \leq h_{mb} \leq 720 \text{ мм}; \\ 160 \text{ мм} \leq b_{mb} \leq 360 \text{ мм}; \end{cases}$$

В зависимости от пролёта находим минимальную толщину монолитной плиты по формуле (7):

$$h_s \geq \frac{2400}{45} = 53,3 \text{ мм.}$$

3 Общие указания по расчету и конструированию плиты

Для расчета плиты в перекрытии выделяют полосу шириной 1 м, направленную поперек второстепенных балок, являющихся опорами этой плиты, и рассматривают её как балку. Нагрузка, приходящаяся на 1 м² плиты, в то же время является нагрузкой на 1 м длины полосы. Таким образом, плита рассматривается как неразрезная балка, загруженная равномерно распределенной нагрузкой.

Рассчитывают плиты по методу предельного равновесия. Для равных или отличающихся не более чем на 20 % пролетов эпюра изгибающих моментов приведена на рисунке 3.1. При расчете равнопролетных балочных плит значения пролетных моментов в средних пролетах, а также моментов на всех опорах, кроме вторых от края перекрытия, рекомендуется принимать по формуле (8). Моментов в крайних пролетах и над вторыми от края опорами – по формуле (9).

За расчетные пролеты принимаются для средних пролетов – расстояние в свету между гранями второстепенных балок, для крайних пролетов – расстояние от грани второстепенной балки до середины свободной опоры.

Для балочных плит, окаймленных по всему контуру монолитно связанными с ними балками, величины изгибающих моментов в средних пролетах и на средних опорах уменьшаются относительно вычисленных на 20 %. Этим учитывается влияние распора, возникающего в предельном состоянии. По полученным изгибающим моментам подбирают сечение плиты и площадь рабочей арматуры.

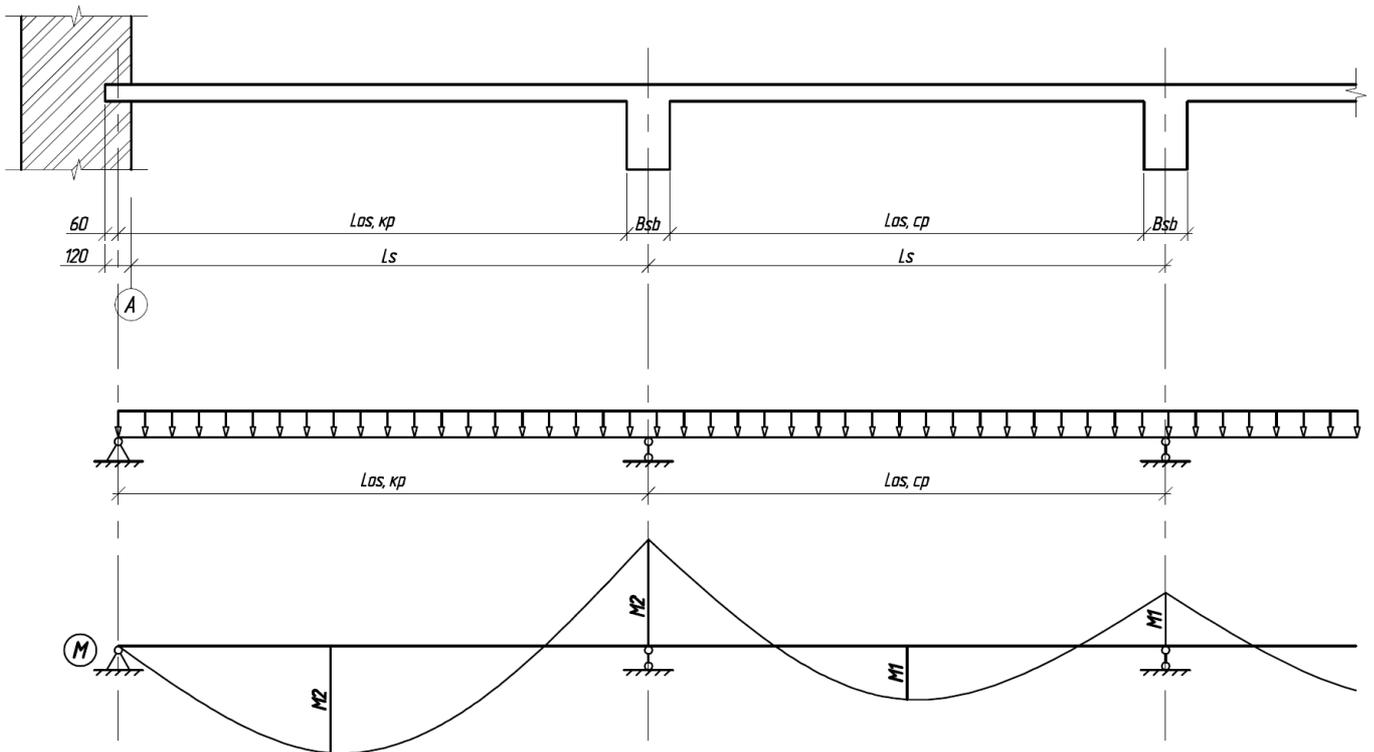


Рисунок 3.1 – Расчетная схема плиты и эпюра изгибающих моментов

$$M_1 = \frac{(g + q) \cdot L_{0s,ср}^2}{16}, \quad (8)$$

$$M_2 = \frac{(g + q) \cdot L_{0s,кр}^2}{11}, \quad (9)$$

где g – постоянная нагрузка, кН/м;

q – временная нагрузка, кН/м;

$L_{0s,ср}$ – расчетное значение среднего пролета плиты, м;

$L_{0s,кр}$ – расчетное значение крайнего пролета плиты, м.

Поперечные силы для плит не определяют и расчет прочности наклонного сечения не выполняют, так как для них, как правило, соблюдаются условия пункта 3.41 [3].

Армирование плит осуществляется в виде вязаных (отдельными стержнями) или сварных сеток. К применению обычно рекомендуется второй способ армирования как наиболее индустриальный и удобный. Сварные сетки для армирования выполняются из стали В500 (Вр-I) и А400 (А-III). Сварные сетки проектируют в соответствии с ГОСТ 23279-85.

Существует два способа армирования сварными сетками – непрерывный, когда рулонная сетка с продольной рабочей арматурой раскатывается поперек второстепенных балок (вдоль пролета плиты) и раздельный, когда сетки с поперечной рабочей арматурой размещаются вдоль второстепенных балок отдельно в пролете плит и на их опорах. При непрерывном армировании в крайнем пролете, где момент больше, чем в среднем, укладывается дополнительная сетка или отдельные стержни (см. рисунок 3.2). При раздельном армировании над опорами размещают одну или две сетки с поперечными рабочими стержнями. Над опорами при раздельном способе армирования возможно использование, как отдельных плоских сеток, так и рулонных (см. рисунок 3.3). Для армирования монолитных балочных плит толщиной до 100 мм при диаметре рабочей арматуры не более 5 мм рекомендуется принимать непрерывный способ армирования рулонными сварными сетками. Раздельный способ армирования применяют при диаметре рабочей арматуры 6 мм и более.

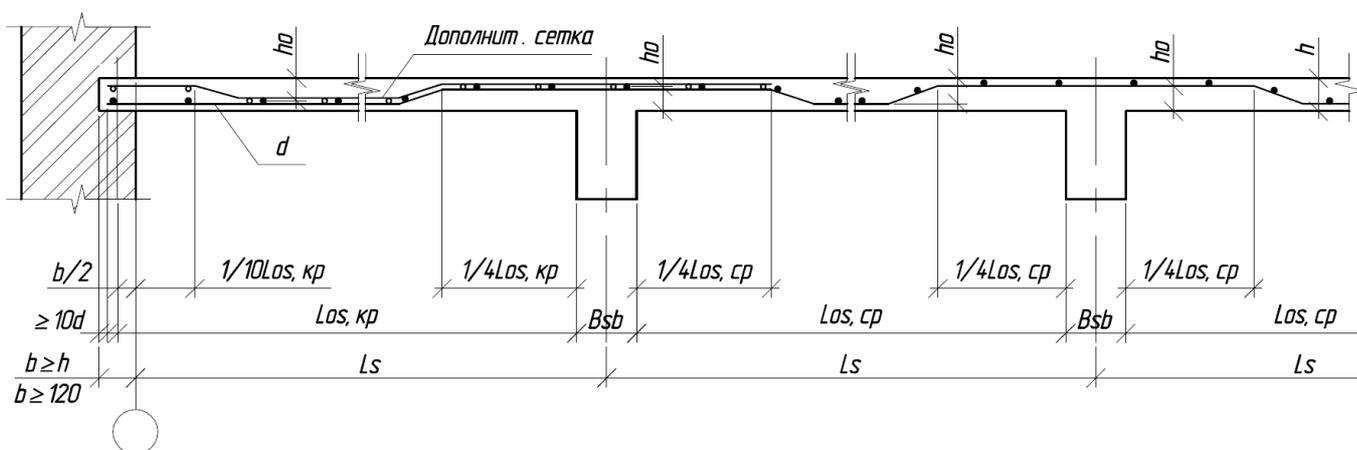


Рисунок 3.2 – Непрерывное армирование сварными рулонными сетками

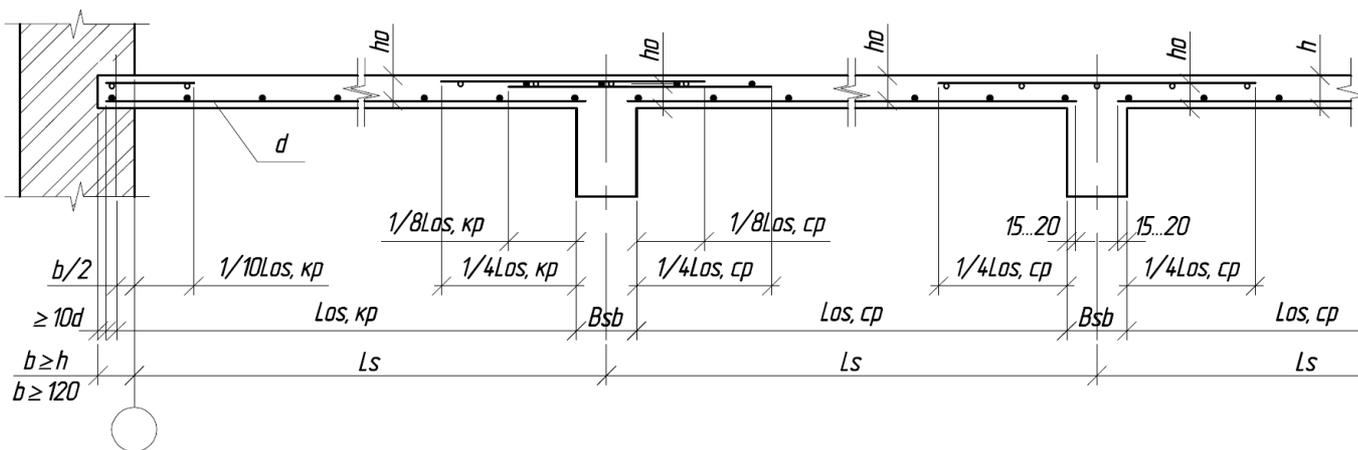


Рисунок 3.3 – Раздельное армирование

При толщине плиты менее 150 мм шаг стержней продольной рабочей арматуры принимают не более 200 мм. Площадь, диаметр и шаг стержней рекомендуется принимать по таблице 3.1. Площадь сечения распределительной арматуры в балочных плитах должна составлять не менее 10 % площади сечения рабочей арматуры в месте наибольшего изгибающего момента. Диаметр и шаг распределительной арматуры в балочных плитах рекомендуется принимать по таблице 3.2.

Таблица 3.1 – Площадь сечения арматуры на 1 м ширины плиты, мм²

Шаг, мм	Диаметр стержней, мм							
	3	4	5	6	8	10	12	14
100	71	126	196	283	503	785	1131	1539
125	57	101	157	226	402	628	905	1231
150	47	84	131	184	335	523	754	1026
200	35	63	98	141	251	393	565	769
250	28	50	79	113	201	314	452	616
300	23	42	65	94	168	261	377	513
350	20	36	56	81	144	224	323	444
400	18	32	49	71	125	196	282	350

Таблица 3.2 – Диаметр и шаг стержней распределительной арматуры балочных плит

Диаметр стержней рабочей арматуры, мм	Шаг стержней рабочей арматуры, мм					
	100	125	150	200	250	300
3...4	$\frac{3}{400}$	$\frac{3}{400}$	$\frac{3}{400}$	$\frac{3}{400}$	$\frac{3}{400}$	$\frac{3}{400}$
5	$\frac{3}{350}$	$\frac{3}{350}$	$\frac{3}{350}$	$\frac{3}{350}$	$\frac{3}{400}$	$\frac{3}{400}$
6	$\frac{4}{350}$	$\frac{4}{350}$	$\frac{3}{350}$	$\frac{3}{350}$	$\frac{3}{400}$	$\frac{3}{400}$
8	$\frac{5}{350}$	$\frac{5}{350}$	$\frac{4}{350}$	$\frac{4}{350}$	$\frac{3}{350}$	$\frac{3}{400}$
10	$\frac{6}{350}$	$\frac{6}{350}$	$\frac{5}{350}$	$\frac{5}{350}$	$\frac{5}{350}$	$\frac{5}{350}$

4 Пример расчета плиты

Дополнительные исходные данные:

- Класс бетона монолитных конструкций В15;
- Класс арматуры монолитных конструкций А400, В500.

Согласно п.5.4 [3] толщина монолитной плиты междуэтажных перекрытий жилых и гражданских зданий принимается не менее 50 мм. По результатам компоновки перекрытия получено, что толщина плиты должна быть не менее 53,3 мм. По рекомендуемым значениям таблицы 1.2, с учетом значений пролета плиты 2,4 м и действующей нагрузки 8,913 кН/м², окончательно принимаем толщину монолитной плиты равной 80 мм, что больше полученных минимальных значений и кратно 10 мм. Сбор нагрузок на 1м² перекрытия приведён в таблице 4.1.

Таблица 4.1 – Сбор нагрузок на 1м² перекрытия

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м ²	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетная нагрузка, кН/м ²
Постоянная нагрузка (см. п.2 [4]):			
1 Собственный вес монолитной плиты толщиной $h_s=0,08$ м, бетон тяжелый плотностью $\rho=25$ кН/м ³ (см. п.2.12 [3]).	2,00	1,1	2,200
2 Собственный вес пола:			
плитка $h=0,01$ м, $\rho=20$ кН/м ³ ;	0,20	1,2	0,240
клеевой состав $h=0,01$ м, $\rho=18$ кН/м ³ ;	0,18	1,3	0,234
стяжка $h=0,02$ м, $\rho=18$ кН/м ³ ;	0,36	1,3	0,468
Всего:	0,74		0,942
3 Собственный вес конструкций подвесного потолка (крепится к низу перекрытия);	0,3	1,2	0,360
4 Собственный вес кирпичных перегородок.	0,9	1,2	1,080
Итого:	3,94		4,582
Временная нагрузка (см. п.3.5 [4]):			
1 Кратковременная в залах совещаний (полное значение)	4,0	1,2	4,8
2 Длительная в залах совещаний (пониженное значение)	1,4	1,2	1,68
Основные сочетания нагрузок (см. п.1.11 [4]):			
1 Постоянная нагрузка и временная (кратковременная)	7,94		9,382
С учетом $\gamma_n=0,95$ (см. приложение 7 [4])	7,54		8,913
2 Постоянная нагрузка и временная (длительная)	5,34		6,262
С учетом $\gamma_n=0,95$	5,07		5,949

Для расчета плиты необходимо знать габариты второстепенной балки. В связи с этим в таблице 4.2 выполнен сбор нагрузок на второстепенную балку для грузовой полосы равной шагу второстепенных балок 2,4 м. На основании компоновки перекрытия, по рекомендуемым значениям таблицы 1.2, с учетом значений пролета второстепенной балки 6,0 м и действующей нагрузки 24,135 кН/м, принимаем габариты второстепенной балки 250×500 мм.

Таблица 4.2 – Сбор нагрузок на второстепенную балку

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетная нагрузка, кН/м
Постоянная нагрузка (см. п.2 [4]):			
1 Постоянная нагрузка по пунктам 1-4 таблицы 4.2 на грузовой полосе 2,4 м: $3,940\text{кН/м}^2 \times 2,4\text{м} = 9,46\text{ кН/м};$ $4,582\text{кН/м}^2 \times 2,4\text{м} = 10,997\text{ кН/м}.$	9,46		10,997
2 Собственный вес ребра балки высотой 0,5 м, шириной 0,25 м, с учетом толщины плиты 0,08 м, бетон тяжелый плотностью $\rho=25\text{ кН/м}^3$ (см. п.2.12 [3]): $(0,5-0,08)\times 0,25\times 25=2,62\text{ кН/м}.$	2,62	1,1	2,888
Итого:	12,08		13,885
Временная нагрузка (см. п.3.5 [4]):			
1 Кратковременная в залах совещаний (полное значение). $4,00\text{кН/м}^2 \times 2,4\text{м} = 9,60\text{ кН/м};$	9,6	1,2	11,520
2 Длительная в залах совещаний (пониженное значение). $1,4\text{кН/м}^2 \times 2,4\text{м} = 3,36\text{ кН/м};$	3,36	1,2	4,032
Основные сочетания нагрузок (см. п.1.11 [4]):			
1 Постоянная нагрузка и временная (кратковременная)	21,68		25,405
С учетом $\gamma_n=0,95$ (см. приложение 7 [4])	20,60		24,135
2 Постоянная нагрузка и временная (длительная)	15,44		17,917
С учетом $\gamma_n=0,95$	14,67		17,021

Находим расчетное значение среднего пролета плиты.

$$L_{0s,cp} = L_s - b_{sb} ,$$

$$L_{0s,cp} = 2400 - 250 = 2150 \text{ мм.}$$

Находим расчетное значение крайнего пролета.

$$L_{0s,кр} = L_s - \frac{b_{sb}}{2} + \frac{120}{2} ,$$

где 120 – глубина опирания плиты на стену, мм.

$$L_{0s,кр} = 2400 - \frac{250}{2} + \frac{120}{2} = 2335 \text{ мм.}$$

Вычисляем значения пролетных моментов в средних пролетах и на промежуточных опорах по формуле (8), моментов в крайних пролетах и над вторыми от края опорами – по формуле (9).

$$M_1 = \frac{8,913 \cdot 2,15^2}{16} = 2,60 \text{ кН}\times\text{м,}$$

$$M_2 = \frac{8,913 \cdot 2,335^2}{11} = 3,69 \text{ кН}\times\text{м.}$$

Для плит, окаймленных по всему контуру монолитно связанными с ними балками, величины изгибающих моментов в средних пролетах и на средних опорах уменьшаем относительно вычисленных на 20 %.

$$M_{1,ср} = 0,8 \cdot 2,60 = 2,08 \text{ кН}\times\text{м.}$$

В соответствии с разделом 5 [2] принимаем характеристики материалов. Для тяжёлого бетона класса В15 расчетное значение призмочной прочности $R_b=8,5$ МПа и расчетное значение сопротивления осевому растяжению $R_{bt}=0,75$ МПа назначаем по таблице 5.2 [2]. В соответствии с пунктом 3.3 [3] расчетные сопротивления бетона учитываются без коэффициента $\gamma_{bt}=0,9$. Для арматуры класса А400 расчетное сопротивление растяжению $R_s=355$ МПа, для класса В500 $R_s=415$ МПа – по таблице 5.8 [2].

4.1 Непрерывное армирование

Для расчета плиты в перекрытии выделяем полосы шириной 1 м. Расчетным является прямоугольное сечение с габаритами $b=1000$ мм и $h=80$ мм. Назначаем диаметр продольной рабочей арматуры равным $d=4$ мм класса В500. Вычисляем рабочую высоту сечения h_0 по формуле (10) для сечений с расположением продольной рабочей арматуры в один ряд по высоте и по формуле (11) для сечений с расположением продольной рабочей арматуры в два ряда по высоте. Назначаем толщину защитного слоя бетона при условии эксплуатации плиты в закрытых помещениях (залах совещаний) при нормальной и пониженной влажности.

$$h_0 = h - a_b - \frac{d}{2}, \quad (10)$$

где a_b – защитный слой соответствии с пунктом 8.3.2 [2], мм.

$$h_0 = 80 - 20 - \frac{4}{2} = 58 \text{ мм,}$$

$$h_0 = h - a_b - d - \frac{a_{св}}{2}, \quad (11)$$

где $a_{св}$ – расстояние в свету между стержнями при расположении арматуры в два ряда по высоте, мм.

$$h_0 = 80 - 20 - 4 - \frac{3}{2} = 54,5 \text{ мм.}$$

Расчет требуемой площади продольной рабочей арматуры плиты выполняем в соответствии с пунктом 3.21 [3]. По формуле (3.22) [3] вычисляем значение α_m для сечений в средних пролетах и на промежуточных опорах (кроме второй от края) при $h_0=58$ мм.

$$\alpha_m = \frac{2,60 \cdot 10^6}{8,5 \cdot 1000 \cdot 58^2} = 0,091.$$

Полученное значение $\alpha_m=0,091$ меньше $\alpha_R=0,376$, определенного по таблице 3.2 [3], следовательно, сжатая арматура по расчету не требуется. При отсутствии сжатой арматуры площадь сечения растянутой арматуры A_s определяется по формуле (3.23) [3].

$$A_s = \frac{8,5 \cdot 1000 \cdot 58 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,091})}{415} = 113,4 \text{ мм}^2.$$

В соответствии с пунктом 3.20 [3] находим высоту сжатой зоны x и определяем относительную высоту сжатой зоны бетона ξ .

$$x = \frac{415 \cdot 113,4}{8,5 \cdot 1000} = 5,5 \text{ мм,}$$

$$\xi = \frac{5,5}{58} = 0,095.$$

Полученное значение $\xi=0,095$ меньше $\xi_R=0,502$, определенного по таблице 3.2 [3], следовательно выполняется условие пункта 3.17 [3] и предельное состояние элемента наступит одновременно с достижением в растянутой арматуре напряжения, равного расчетному сопротивлению R_s .

Результаты расчета для всех сечений приведены в таблице 4.3.

Таблица 4.3 – Результаты расчета площади продольной рабочей арматуры

Сечение	Изгибающий момент, Н×мм	α_m по формуле (3.22) [3]	α_R по таблице 3.2 [3]	A_s , мм ² по формуле (3.23) [3]	х, мм по пункту 3.20 [3]	ξ по пункту 3.18 [3]	ξ_R по пункту 3.17 [3]
В средних пролетах и на промежуточных опорах (кроме второй от края), $h_0=58$ мм.	$2,60 \times 10^6$	0,091	0,376	113,4	5,5	0,095	0,502
В крайних пролетах и над вторыми от края опорами, $h_0=54,5$ мм.	$3,69 \times 10^6$	0,146	0,376	177,2	8,7	0,159	0,502
В средних пролетах и на средних опорах плит окаймленных балками, $h_0=58$ мм.	$2,08 \times 10^6$	0,073	0,376	89,8	4,4	0,076	0,502

4.2 Раздельное армирование

Для армирования плиты в пролетах принимаем плоские сварные сетки с поперечной рабочей арматурой класса А400. Для армирования плиты над опорами принимаем рулонные сварные сетки. Над второй от края опоре размещаем две раздвинутые рулонные сетки с поперечной рабочей арматурой класса В500, над остальными опорами – по одной рулонной сетке с поперечной рабочей арматурой

класса В500. Назначаем диаметр поперечной рабочей арматуры в пролетах плиты равным $d=6$ мм класса А400, на опорах – равным $d=5$ мм класса В500. Вычисляем рабочую высоту сечения h_0 по формуле (10) для сечений с расположением рабочей арматуры в один ряд по высоте и по формуле (11) для сечений с расположением рабочей арматуры в два ряда по высоте.

Для сечений в пролетах плиты:

$$h_0 = 80 - 20 - \frac{6}{2} = 57 \text{ мм.}$$

Для сечений над второй от края опоры:

$$h_0 = 80 - 20 - 5 - \frac{3}{2} = 53,5 \text{ мм.}$$

Для сечений над опорами (кроме второй от края):

$$h_0 = 80 - 20 - \frac{5}{2} = 57,5 \text{ мм,}$$

Расчет требуемой площади продольной рабочей арматуры плиты выполняем в соответствии с пунктом 3.21 [3]. По формуле (3.22) [3] вычисляем значение α_m для сечений в средних пролетах при $h_0=57$ мм.

$$\alpha_m = \frac{2,60 \cdot 10^6}{8,5 \cdot 1000 \cdot 57^2} = 0,094.$$

Полученное значение $\alpha_m=0,094$ меньше $\alpha_R=0,390$, определенного по таблице 3.2 [3], следовательно, сжатая арматура по расчету не требуется. При отсутствии сжатой арматуры площадь сечения растянутой арматуры A_s определяется по формуле (3.23) [3].

$$A_s = \frac{8,5 \cdot 1000 \cdot 57 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,094})}{355} = 135,2 \text{ мм}^2.$$

В соответствии с пунктом 3.20 [3] находим высоту сжатой зоны x и определяем относительную высоту сжатой зоны бетона ξ .

$$x = \frac{355 \cdot 135,2}{8,5 \cdot 1000} = 5,6 \text{ мм},$$

$$\xi = \frac{5,6}{57} = 0,099.$$

Полученное значение $\xi=0,099$ меньше $\xi_R=0,531$, определенного по таблице 3.2 [3], следовательно выполняется условие пункта 3.17 [3] и предельное состояние элемента наступит одновременно с достижением в растянутой арматуре напряжения, равного расчетному сопротивлению R_s .

Результаты расчета для всех сечений приведены в таблице 4.4.

Таблица 4.4 – Результаты расчета площади продольной рабочей арматуры

Сечение	Изгибающий момент, Н×мм	α_m по формуле (3.22) [3]	α_R по таблице 3.2 [3]	A_s , мм ² по формуле (3.23) [3]	х, мм по пункту 3.20 [3]	ξ по пункту 3.18 [3]	ξ_R по пункту 3.17 [3]
В средних пролетах, $h_0=57$ мм.	2,60×10 ⁶	0,094	0,390	135,2	5,6	0,099	0,531
На промежуточных опорах (кроме второй от края), $h_0=57,5$ мм.		0,093	0,376	114,5	5,6	0,097	0,502
В крайних пролетах, $h_0=57$ мм.	3,69×10 ⁶	0,134	0,390	196,5	8,2	0,144	0,531
Над вторыми от края опорами, $h_0=53,5$ мм.		0,152	0,376	181,2	8,8	0,165	0,502
В средних пролетах плит окаймленных балками, $h_0=57$ мм.	2,08×10 ⁶	0,075	0,390	107,0	4,5	0,078	0,531
На средних опорах плит окаймленных балками, $h_0=57,5$ мм.		0,074	0,376	90,7	4,4	0,077	0,502

4.3 Расчет плиты в программном комплексе ЛИРА

После запуска программы в диалоговом окне **Признак схемы** (рисунок 4.1) задается имя задачи и выбирается признак схемы **5**.

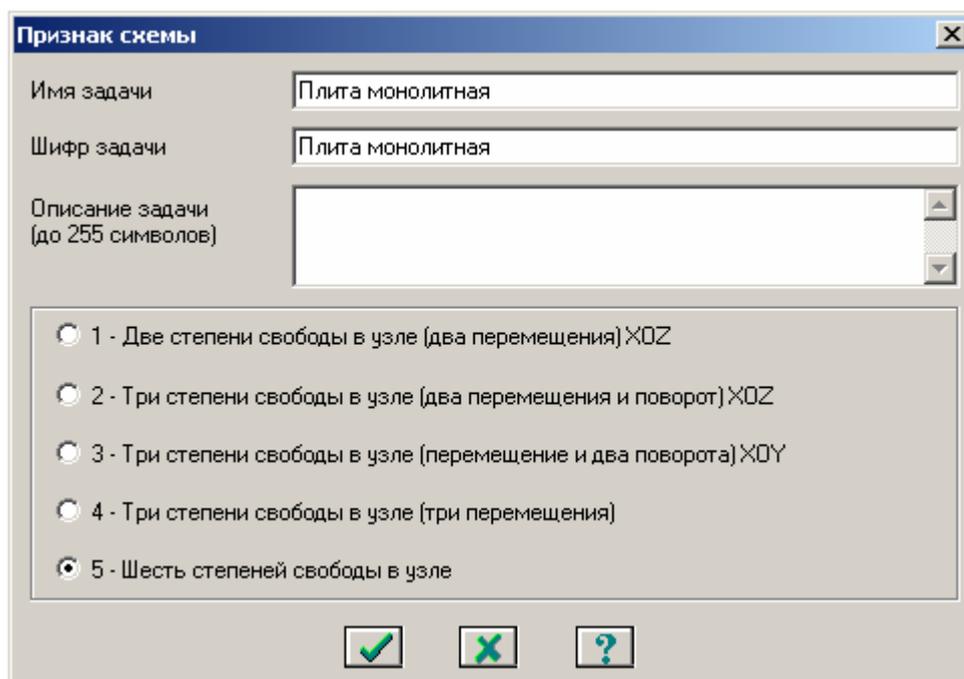


Рисунок 4.1– Диалоговое окно **Признак схемы**

В диалоговом окне **Создание регулярных фрагментов и сетей** (рисунок 4.2) выбирается закладка **Генерация плиты** и создается конечно-элементная модель.

С использованием диалогового окна **Добавить элемент** (рисунок 4.3) в модель добавляются стержни, символизирующие главные и второстепенные балки. Указываются попарно курсором соответствующие узлы модели 7 и 844, 13 и 850, 19 и 856, 25 и 862, 94 и 124, 187 и 217, 187 и 217, 280 и 310, 373 и 403, 466 и 496, 559 и 589, 652 и 682, 745 и 775.

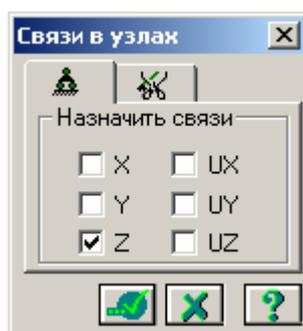


Рисунок 4.4 – Диалоговое окно **Связи в узлах**

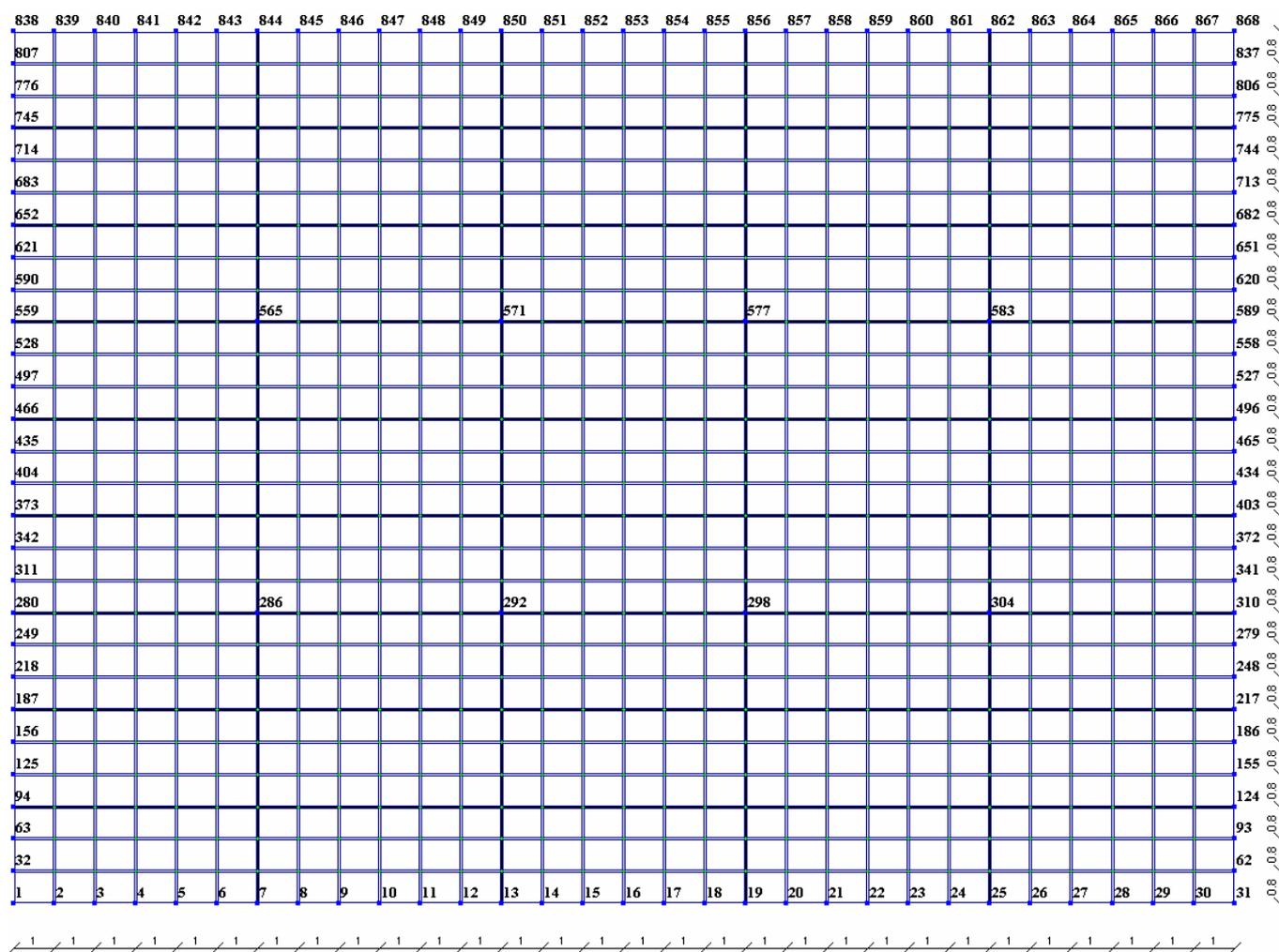


Рисунок 4.5 – Схема плиты в проекции X0Y с номерами узлов опирания

В диалоговом окне **Жесткости элементов** (рисунок 4.6) элементам плиты присваивается тип жесткости **Пластина Н 8**. Стержневым элементам, обозначающим главные и второстепенные балки, присваивается тип жесткости **Брус 25×70** и **Брус 25×50** соответственно.

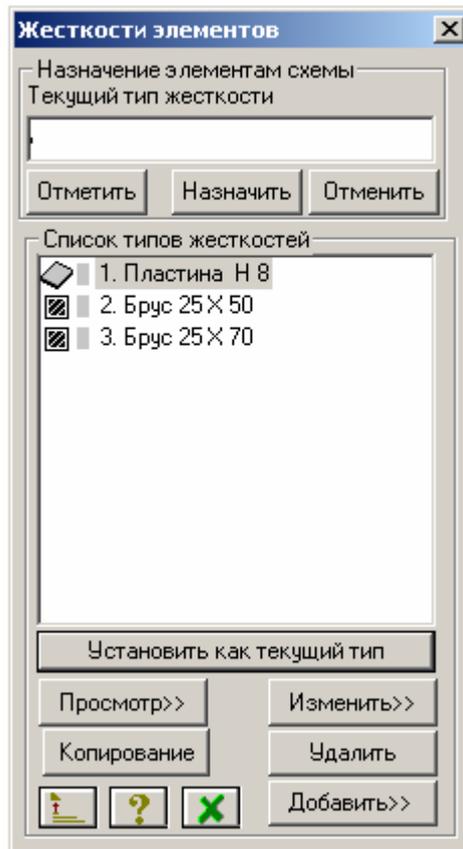


Рисунок 4.6 – Диалоговое окно **Жесткости элементов**

В целях моделирования фактического расположения продольных и поперечных балок для стержневых элементов вводится смещение вдоль местной координатной оси $Z1$. Размер смещения принимается равным половине высоты поперечного сечения стержневого элемента. Смещение задается в диалоговом окне **Жесткие вставки**, на рисунке 4.7 показан пример задания жестких вставок для элементов с типом жесткости **Брус 25×70**.

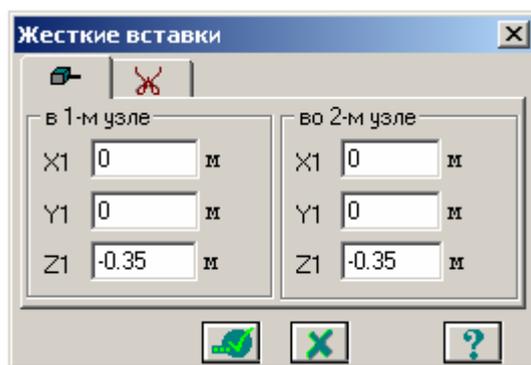


Рисунок 4.7 – Диалоговое окно **Жесткие вставки**

Формируется Загрузка 1, включающее в себя постоянные нагрузки от собственного веса монолитных железобетонных конструкций перекрытия. Нагрузка от собственного веса конструкций создается программой после выбора команды **Добавить собственный вес** в меню **Нагрузки**. Диалоговое окно представлено на рисунке 4.8.

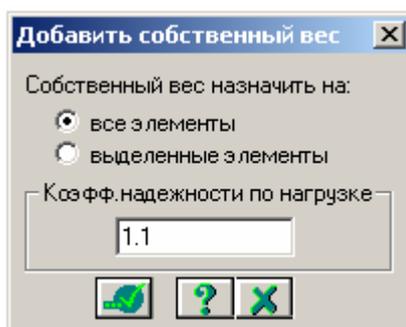


Рисунок 4.8 – Диалоговое окно **Добавить собственный вес**

Формируется Загрузка 2, включающее в себя расчетные значения постоянных нагрузок от собственного веса конструкций пола $0,942 \text{ кН/м}^2$, подвесного потолка $0,360 \text{ кН/м}^2$ и кирпичных перегородок $1,080 \text{ кН/м}^2$ (значения приняты из таблицы 4.2). Нагрузка прикладывается к элементам плиты с типом жесткости **Пластина Н 8** с использованием диалогового окна **Задание нагрузок** (рисунок 4.9). В диалоговом окне выбирается тип нагрузки соответствующий

равномерно-распределенному приложению нагрузки по всей площади пластины. В диалоговом окне **Параметры** (рисунок 4.10) указывается значение суммарной нагрузки в требуемой размерности единиц измерения.

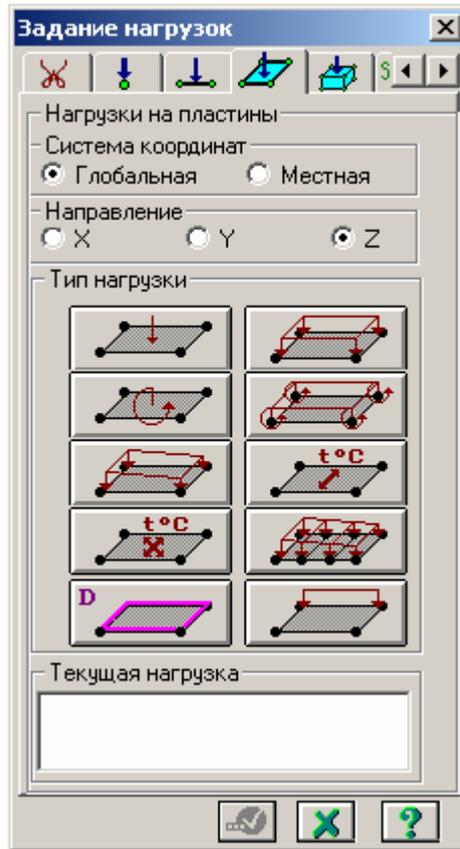


Рисунок 4.9 – Диалоговое окно **Задание нагрузок**

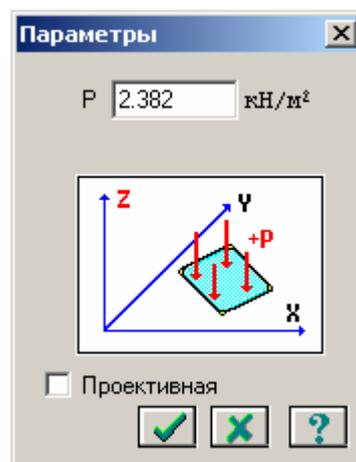


Рисунок 4.10 – Диалоговое окно **Параметры**

Аналогично Загрузению 2 формируются Загрузка 3 и Загрузка 4, включающие в себя расчетные значения временной длительной 1,68 кН/м² и кратковременной 4,8 кН/м² нагрузки соответственно.

В программном комплексе предусмотрено автоматизированное формирование расчетных сочетаний усилий (PCY) для дальнейшего армирования плиты. Формирование PCY выполняется в диалоговом окне **Расчетные сочетания усилий**. Окончательный вид диалогового окна с выделенной строкой для Загрузки 1 показан на рисунке 4.11.

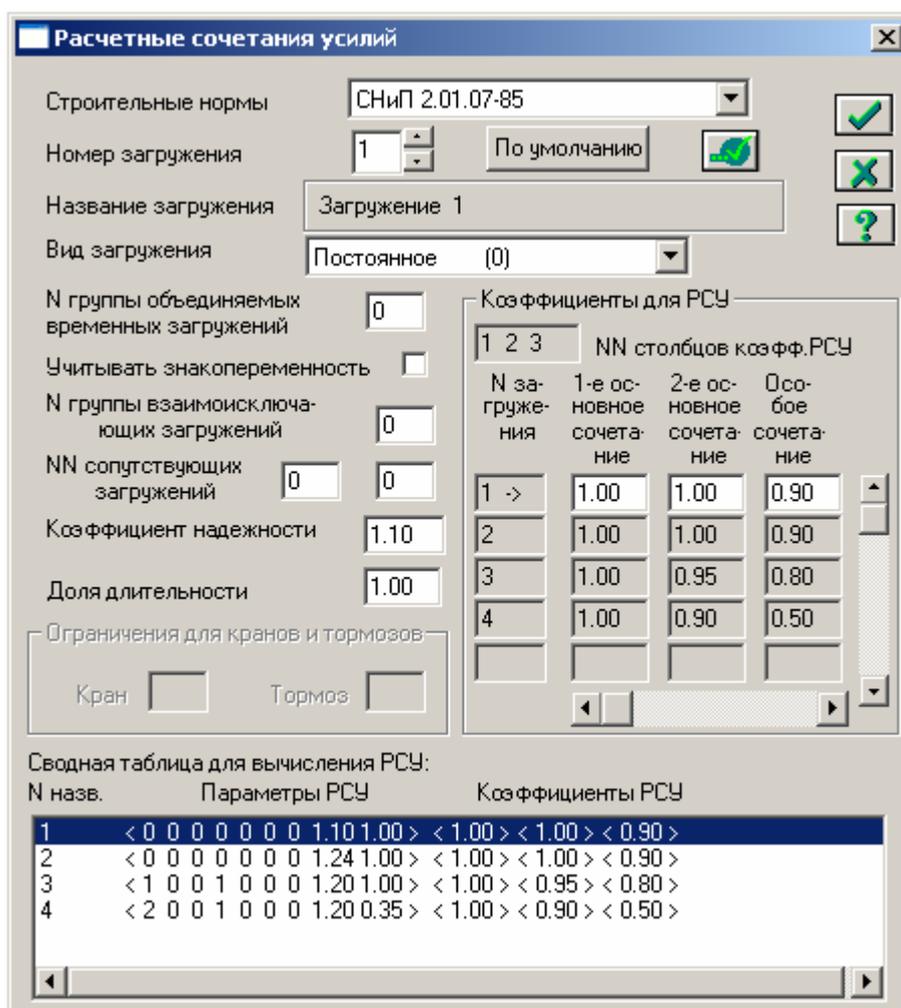


Рисунок 4.11 – Диалоговое окно **Расчетные сочетания усилий** для Загрузки 1

Вид диалогового окна для Загрузки 2 показан на рисунке 4.12. Значение коэффициента надежности, найденное как среднее арифметическое значений коэффициентов учитываемых в Загрузке 2 нагрузок, принято равным 1,24.

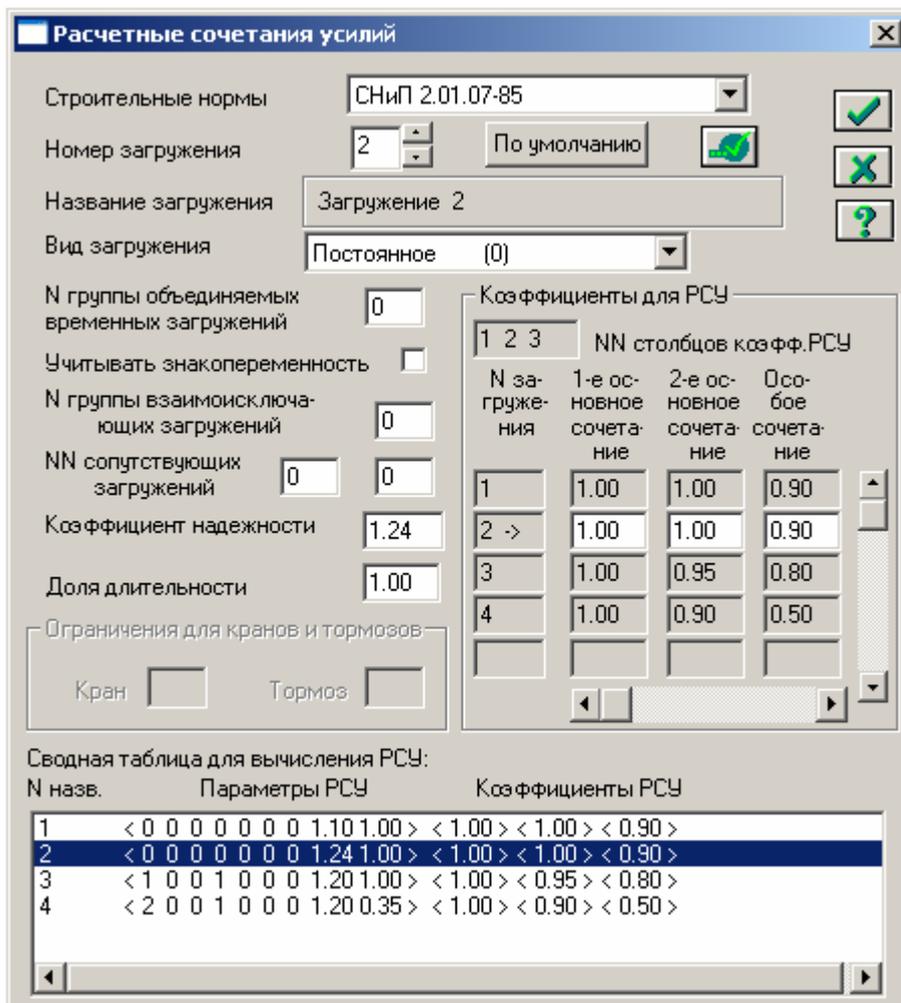


Рисунок 4.12 – Диалоговое окно **Расчетные сочетания усилий** для Загрузки 2

Вид диалогового окна для Загрузки 3 и Загрузки 4 показан на рисунке 4.13 и рисунке 4.14 соответственно. Значение коэффициента надежности принято равным 1,2. Загрузка 3 и Загрузка 4 отнесено к 1 группе взаимоисключающих нагрузок.

Расчетные сочетания усилий

Строительные нормы: СНиП 2.01.07-85

Номер загрузки: 3 (По умолчанию)

Название загрузки: Загрузка 3

Вид загрузки: Временное длит. (1)

N группы объединяемых временных нагрузений: 0

Учитывать знакопеременность:

N группы взаимоисключающих нагрузений: 1

NN сопутствующих нагрузений: 0

Коэффициент надежности: 1.20

Доля длительности: 1.00

Ограничения для кранов и тормозов: Кран Тормоз

Коэффициенты для РСЧ

N загрузки	1-е основное сочетание	2-е основное сочетание	Особое сочетание
1	1.00	1.00	0.90
2	1.00	1.00	0.90
3 ->	1.00	0.95	0.80
4	1.00	0.90	0.50

Сводная таблица для вычисления РСЧ:

N назв.	Параметры РСЧ	Коэффициенты РСЧ
1	< 0 0 0 0 0 0 1.10 1.00 >	< 1.00 > < 1.00 > < 0.90 >
2	< 0 0 0 0 0 0 1.24 1.00 >	< 1.00 > < 1.00 > < 0.90 >
3	< 1 0 0 1 0 0 0 1.20 1.00 >	< 1.00 > < 0.95 > < 0.80 >
4	< 2 0 0 1 0 0 0 1.20 0.35 >	< 1.00 > < 0.90 > < 0.50 >

Рисунок 4.13 – Диалоговое окно **Расчетные сочетания усилий** для Загрузки 3

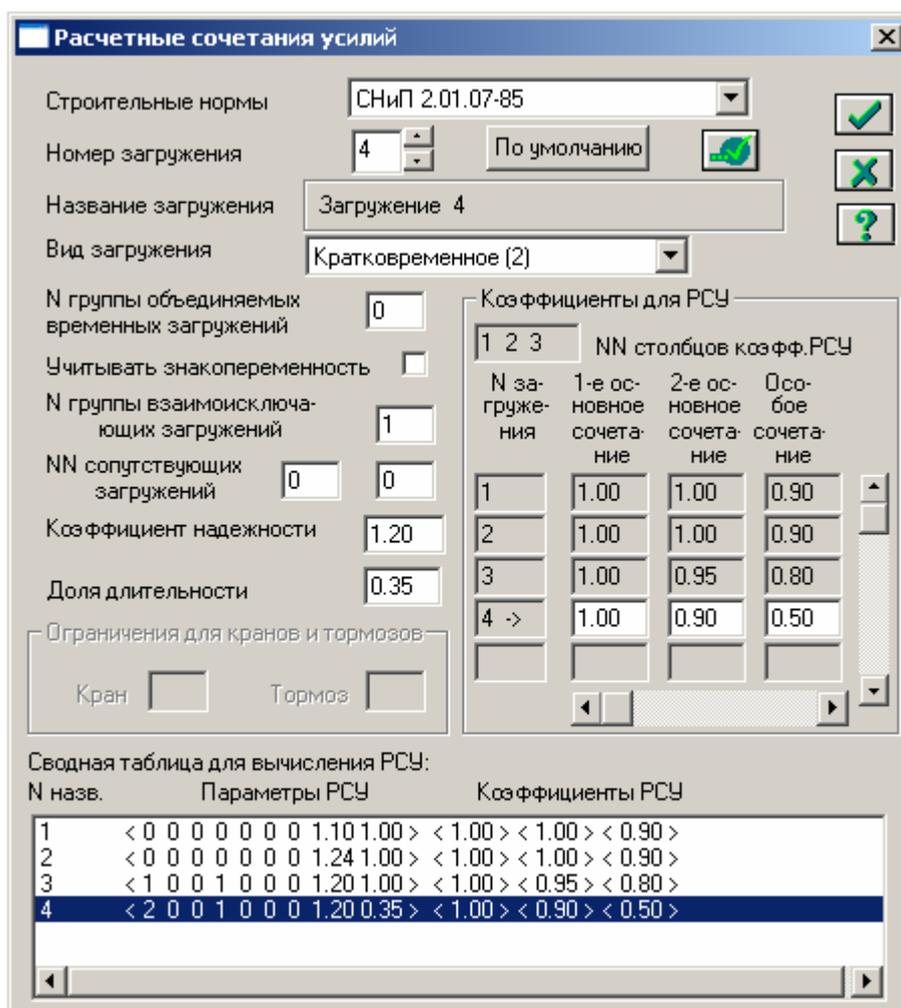


Рисунок 4.14 – Диалоговое окно **Расчетные сочетания усилий** для Загрузки 4

Запуск задачи на расчет и переход в режим визуализации результатов расчета выполняется из меню **Режим**. Для использования модуля подбора армирования в меню **Окно** выбирается команда запуска **ЛИР-АРМ**. После открытия окна модуля **ЛИР-АРМ** в меню **Режим** выбирается случай расчета по СНиП 52-01-2003.

Задаются характеристики армирования в диалоговом окне **Материалы** (см. рисунок 4.18), для этого добавляется информация при последовательно активных радио-кнопках для трех групп параметров Тип (см. рисунок 4.15), Бетон (см. рисунок 4.16), Арматура (см. рисунок 4.17).

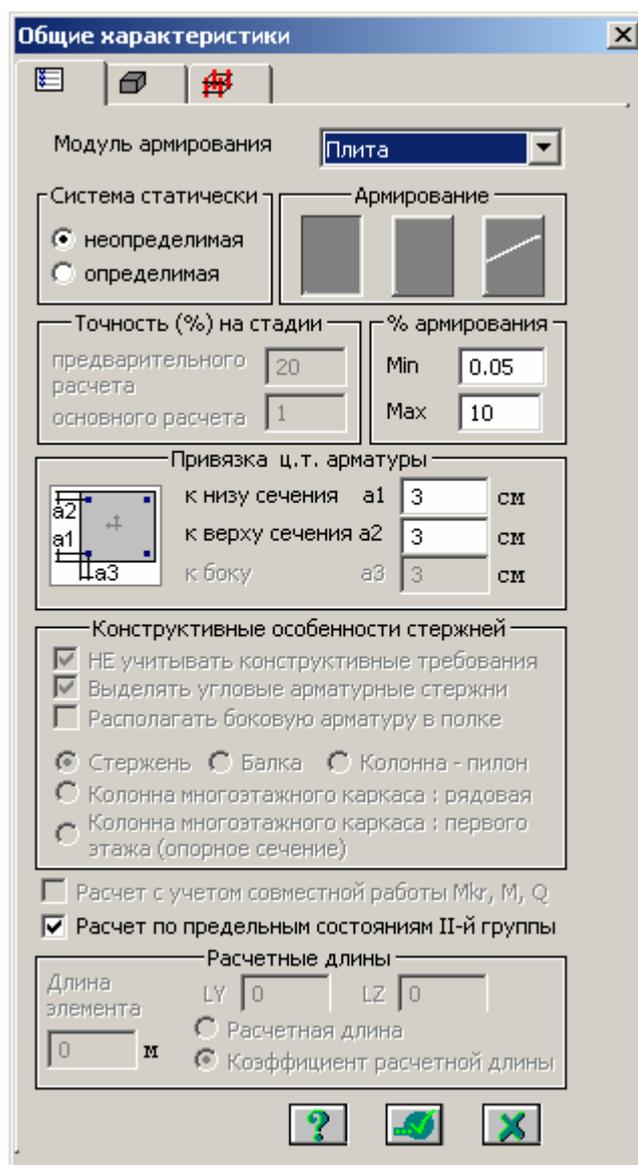


Рисунок 4.15 – Диалоговое окно **Общие характеристики** для группы параметров
Тип



Рисунок 4.16 – Диалоговое окно **Характеристики бетона** для группы параметров Бетон

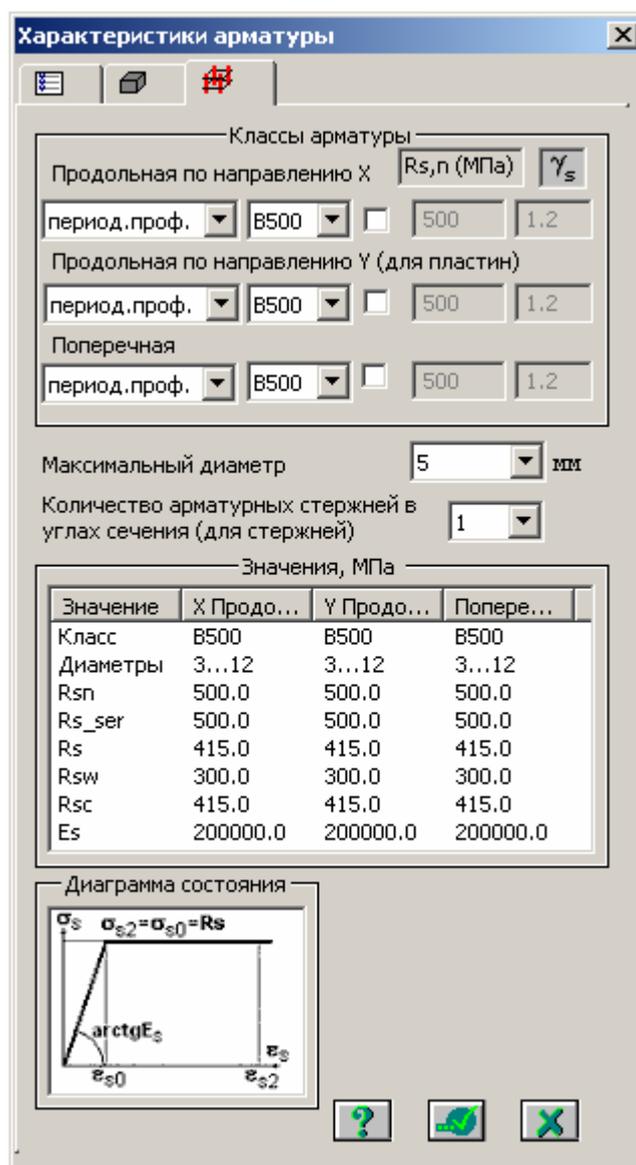


Рисунок 4.17 – Диалоговое окно **Характеристики арматуры** для группы параметров Арматура

Далее в диалоговом окне **Материалы** (см. рисунок 4.18), выделенным элементом расчетной схемы с типом жесткости **Пластина Н 8** назначаются текущие материалы.

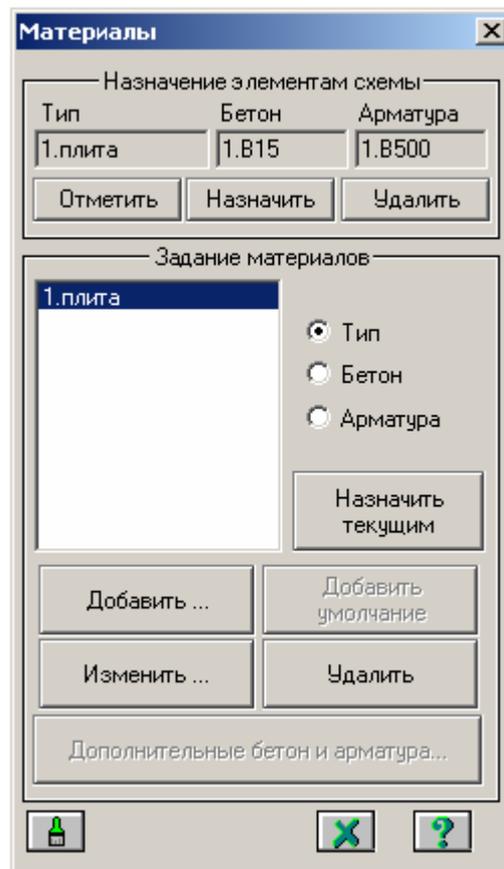


Рисунок 4.18 – Диалоговое окно **Материалы**

Расчет армирования выполняется после выбора команды Расчет арматуры из меню **Режим**. В диалоговом окне **Расчет** (см. рисунок 4.19) указывается случай расчета по РСУ и дается команда начать выполнение расчета.

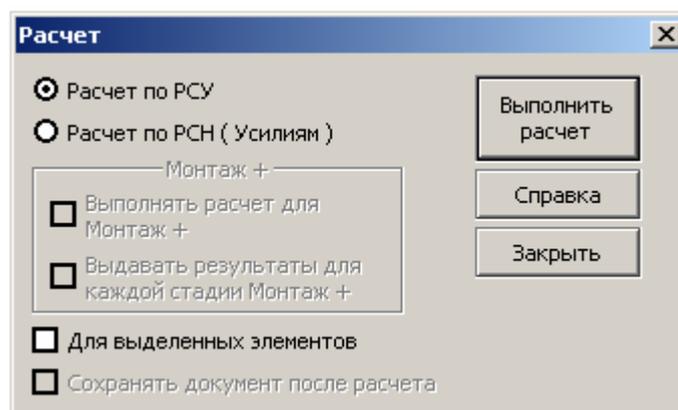


Рисунок 4.19 – Диалоговое окно **Расчет**

Анализ результатов расчета выполнен по форме, представленной в таблице 4.5. В таблице приведены значения требуемой площади продольной рабочей арматуры плиты для случаев непрерывного и раздельного армирования, полученные по результатам «ручного» расчета (см. таблицы 4.3 и 4.4), в сравнении с данными, полученными по результатам подбора армирования модулем ЛИР-АРМ. В таблице 4.5 для колонки ЛИР-АРМ с целью упрощения анализа представлены только минимальные и максимальные значения площади нижней арматуры по оси Y. Графическое изображение результатов расчета площади нижней арматуры по оси Y (см. рисунок 4.20) получено в пункте **Результаты для пластин** меню **Результаты**.

Таблица 4.5 – Анализ результатов расчета площади продольной рабочей арматуры

Сечение	A _s , мм ²		
	Непрерывное армирование	Раздельное армирование	ЛИР-АРМ
В средних пролетах и на промежуточных опорах (кроме второй от края).	113,4	$\frac{135,2}{114,5}$	40,0...184,0
В крайних пролетах и над вторыми от края опорами.	177,2	$\frac{196,5}{181,2}$	40,0...295,0
В средних пролетах и на средних опорах плит окаймленных балками.	89,8	$\frac{107,0}{90,7}$	40,0...200,0

По результатам анализа можно сделать вывод, что для использованной расчетной схемы не корректно сопоставлять расчеты выполненные «вручную» и с использованием ПК ЛИРА. В качестве причины указывается [7], что в расчете, выполненном «вручную», учитывается перераспределение изгибающих моментов, вызванное пластическими деформациями, а расчеты, выполненные в ПК ЛИРА, строго линейные, и попытка выполнения нелинейного расчета в ПК ЛИРА не приводит к желаемому результату для использованной расчетной схемы.

5 Пример конструирования плиты

5.1 Непрерывное армирование

Вначале подбираем основные сетки С1 и С2, в которых площадь сечения рабочих стержней на ширине 1 м соответствует площади A_s рабочей арматуры, полученной из расчета нормальных сечений плиты в средних пролетах и промежуточных опорах (см. таблицу 5.1). Сетки располагаем во всех пролетах и над всеми опорами: сетки С1 – в осях 1-2 и 5-6, сетки С2 – в осях 2-5. В крайних пролетах и над вторыми от края опорами укладываем дополнительные сетки С3 в осях 1-2 и 5-6, С4 в осях 2-5. Дополнительные сетки подобраны по разнице между площадями арматуры, требуемой из расчета нормальных сечений в указанных местах плиты, и площади арматуры основной сетки. Дополнительные сетки в крайних пролетах применяем с поперечным расположением рабочей арматуры, так как при этом сетку удобно раскатывать вдоль второстепенных балок, и уменьшается количество мелкогабаритных сеток. Над главными балками и над первой опорой (опирание плиты на стену) конструктивно установлены верхние сетки С5 и С6 соответственно, площадь сечения рабочих стержней (поперечных) которых составляет не менее $1/3$ площади арматуры плиты в крайнем пролете.

Ширину сеток подбираем в зависимости от расстояния между главными балками перекрытия. Между главными балками можно уложить две, три или четыре сетки с нахлесткой, удовлетворяющей требованиям п. 8.3.27 [2]. Принимаем в осях 1-2 и 5-6 две сетки С1 шириной 3120 мм с нахлесткой 250 мм, в осях 2-5 две сетки С2 шириной 3020 мм с нахлесткой 250 мм. Ширина дополнительных сеток С3 и С4 принята 3230 мм, чтобы перекрыть первый пролет, плюс $1/4$ величины второго пролета плиты. Ширина сетки С5 назначена 1400 мм из условия, что расстояние от грани балки в каждую сторону должно быть не менее $1/4$ пролета плиты. Ширину сеток С6 назначаем 340 мм из условия, что расстояние от стены до края сетки должно быть не менее $1/10$ пролета плиты.

Таблица 5.1 – Результаты подбора сеток при непрерывном армировании

Сечение	Требуемая площадь, мм ²	Принятое армирование					Маркировка сетки на чертеже	Марка сетки по ГОСТ 23279-85
		рабочая арматура			распределительная арматура			
		диаметр, мм	шаг, мм	площадь, мм ²	диаметр, мм	шаг, мм		
В средних пролетах и на промежуточных опорах (кроме второй от края) в осях 1-2 и 5-6	113,4	4	100	126	3	400	C1	4Cp $\frac{4B500-100}{3B500-400}$ 312×2220
В средних пролетах и на промежуточных опорах (кроме второй от края) в осях 2-5	89,8	4	125	101	3	400	C2	4Cp $\frac{4B500-125}{3B500-400}$ 302×2220
В крайних пролетах и над вторыми от края опорами в осях 1-2 и 5-6 177,2-126=51,2 мм ²	51,2	3	125	63	3	400	C3	4Cp $\frac{3B500-400}{3B500-125}$ 323×599
В крайних пролетах и над вторыми от края опорами в осях 2-5 177,2-101=76,2 мм ²	76,2	4	150	84	3	400	C4	4Cp $\frac{3B500-400}{4B500-150}$ 323×599
Конструктивно над главными балками $\frac{1}{3} \times 177,2 = 59,1$ мм ²	59,1	4	200	63	3	400	C5	4Cp $\frac{3B500-400}{4B500-200}$ 140×720
Конструктивно над первой опорой $\frac{1}{3} \times 177,2 = 59,1$ мм ²							C6	4Cp $\frac{3B500-400}{4B500-200}$ 34×2180

Фрагмент плана нижних сеток

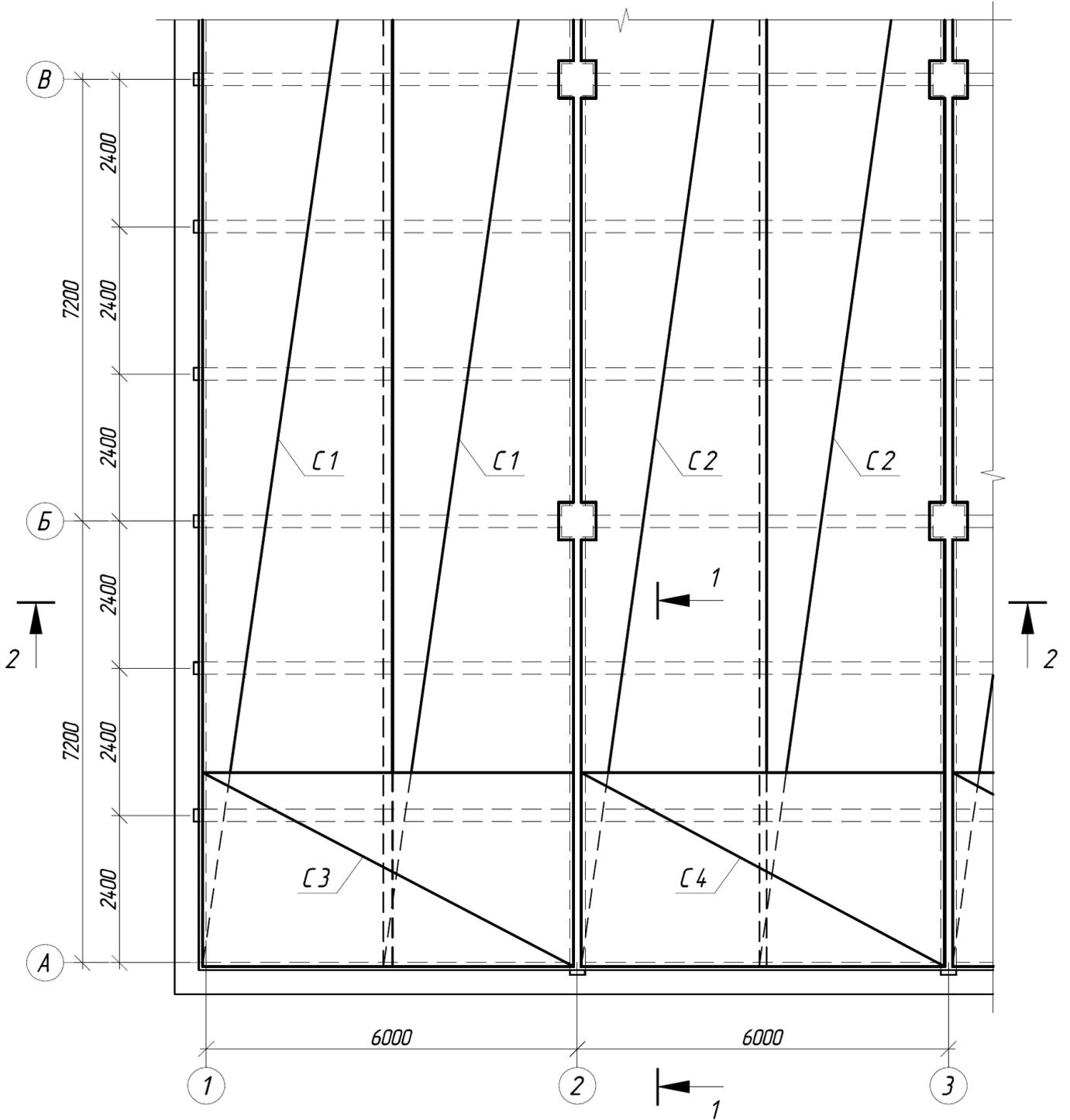


Рисунок 5.1 – Фрагмент плана нижних сеток

Фрагмент плана верхних сеток

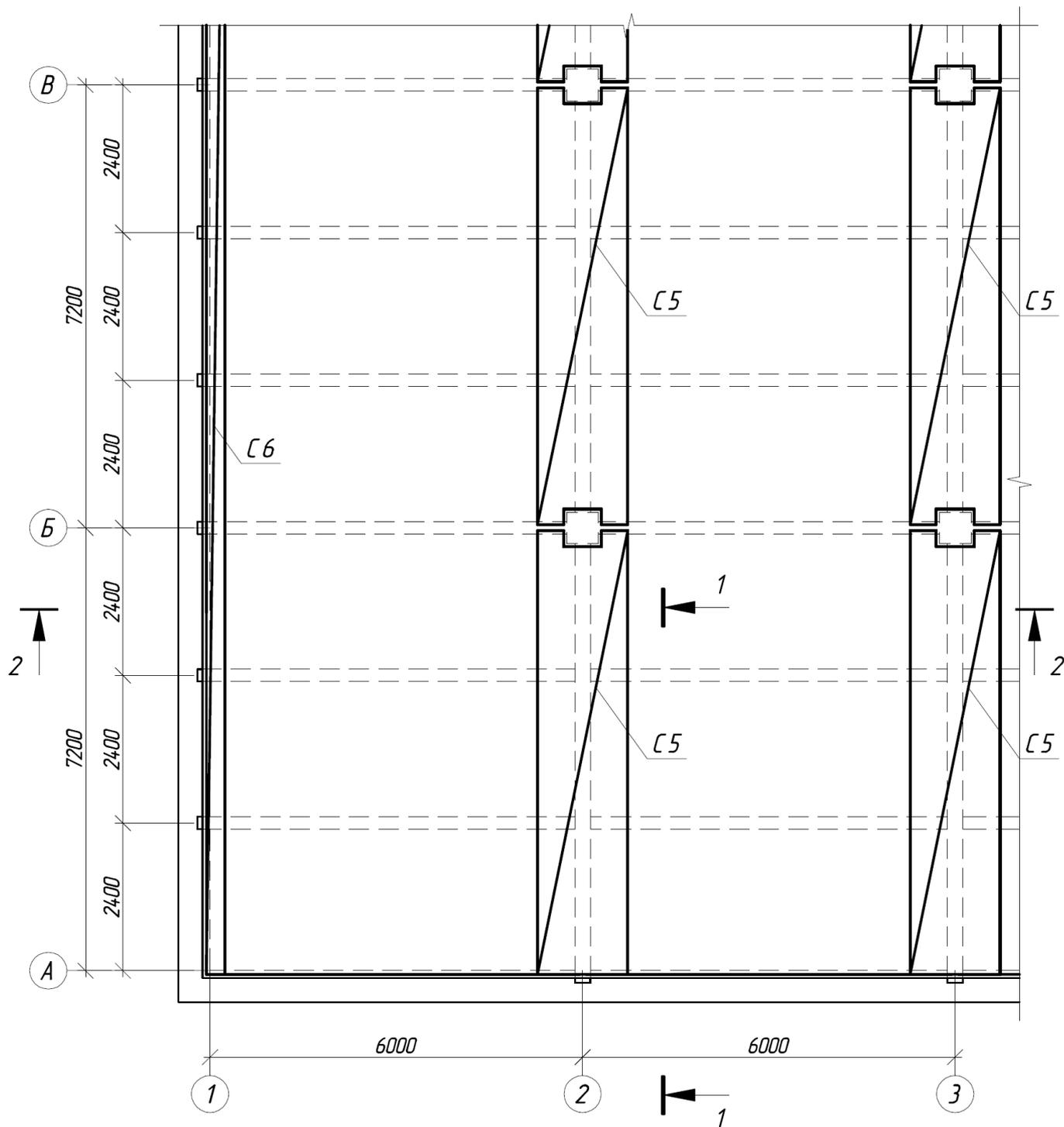


Рисунок 5.2 – Фрагмент плана верхних сеток

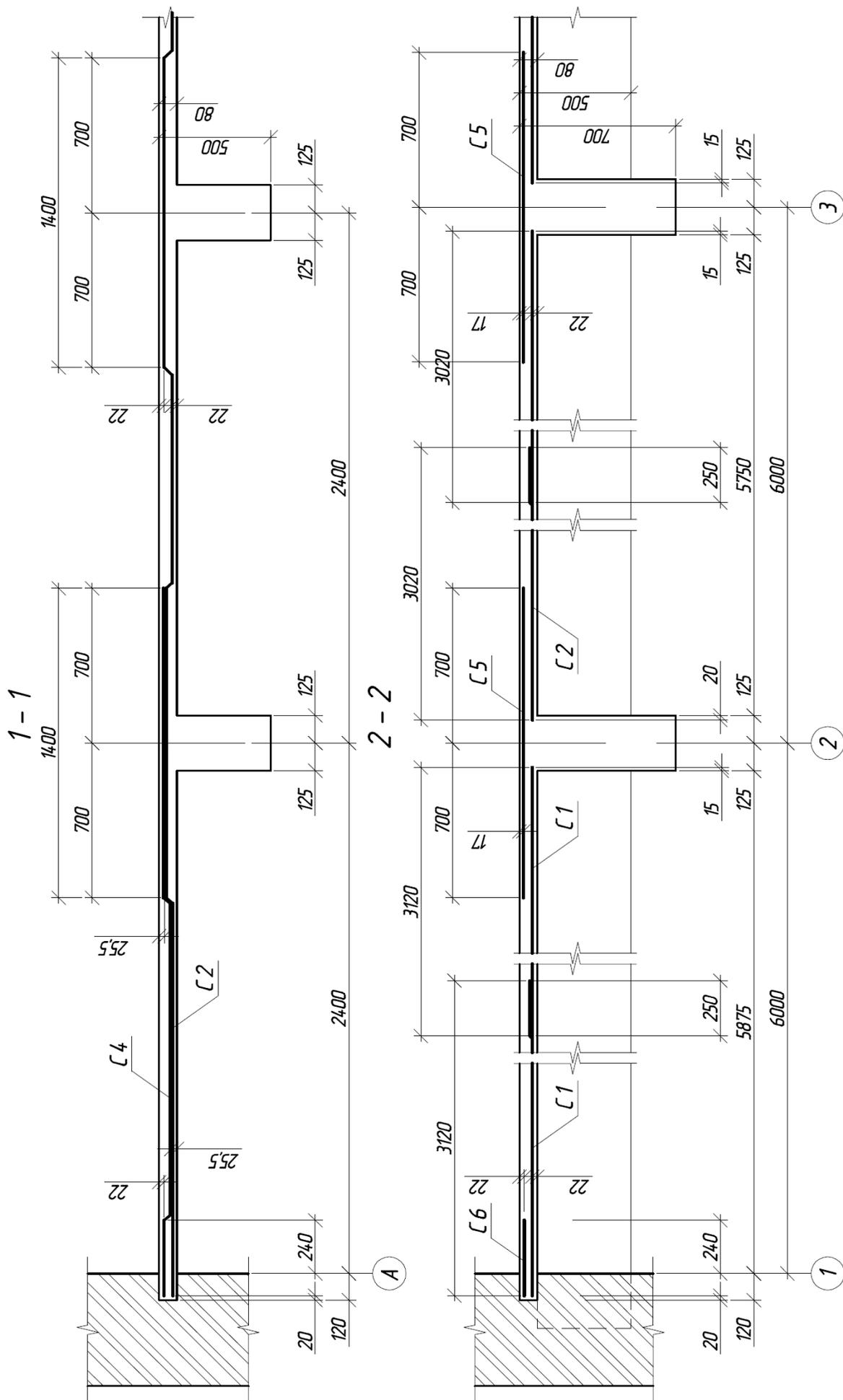


Рисунок 5.3 – Разрезы 1-1 и 2-2 к планам верхних и нижних сеток

5.2 Раздельное армирование

Для армирования плиты в пролетах принимаем плоские сварные сетки С1, С2 и С3 с поперечной рабочей арматурой класса А400, в которых площадь сечения рабочих стержней на ширине 1 м соответствует площади A_s рабочей арматуры, полученной из расчета нормальных сечений плиты (см. таблицу 5.2). Для армирования плиты над опорами принимаем рулонные сварные сетки. Над второй от края опоре размещаем две раздвинутые рулонные сетки С4 с поперечной рабочей арматурой класса В500, над остальными опорами – по одной рулонной сетке С5 или С6 с поперечной рабочей арматурой класса В500. Над главными балками и над первой опорой (опирание плиты на стену) конструктивно установлены верхние сетки С7 и С8 соответственно, площадь сечения рабочих стержней (поперечных) которых составляет не менее $1/3$ площади арматуры плиты в крайнем пролете.

Ширину сеток С1, С2 и С3 подбираем в зависимости от расстояния между второстепенными балками перекрытия. Ширину сеток С4 подбираем из условия, чтобы их длина в одну сторону от грани второстепенной балки составляла $1/4$ величины пролета плиты, в другую – $1/8$ пролета. Ширину сеток С5, С6 и С7 подбираем из условия, чтобы перекрыть длину равную $1/4$ пролета плиты в обе стороны от грани балки. Ширину сеток С8 назначаем из условия, что расстояние от стены до края сетки должно быть не менее $1/10$ пролета плиты.

Таблица 5.2 – Результаты подбора сеток при раздельном армировании

Сечение	Требуемая площадь, мм ²	Принятое армирование					Маркировка сетки на чертеже	Марка сетки по ГОСТ 23279-85
		рабочая арматура			распределительная арматура			
		диаметр, мм	шаг, мм	площадь, мм ²	диаметр, мм	шаг, мм		
В средних пролетах в осях 1-2 и 5-6	135,2	6	200	141	3	350	C1	4C $\frac{3B500-350}{6A400-200}$ 218×599
На промежуточных опорах (кроме второй от края) в осях 1-2 и 5-6	114,5	5	150	131	3	350	C5	4Cp $\frac{3B500-350}{5B500-150}$ 140×599
В средних пролетах в осях 2-5	107,0	6	250	113	3	400	C2	4C $\frac{3B500-400}{6A400-250}$ 218×578
На промежуточных опорах (кроме второй от края) в осях 2-5	90,7	5	200	98	3	350	C6	4Cp $\frac{3B500-350}{5B500-200}$ 140×578
В крайних пролетах в осях 1-6	196,5	6	125	226	4	350	C3	4C $\frac{4B500-350}{6A400-125}$ 239×578
Над вторыми от края опорами в осях 2-5 $\frac{181,2}{2} = 90,6 \text{ мм}^2$	90,6	5	200	98	3	350	C4	4Cp $\frac{5B500-200}{3B500-350}$ 110×578
Конструктивно над главными балками $\frac{1}{3} \times 196,5 = 65,5 \text{ мм}^2$	65,5	4	150	84	3	400	C7	4Cp $\frac{3B500-400}{4B500-150}$ 140×719
Конструктивно над первой опорой $\frac{1}{3} \times 196,5 = 65,5 \text{ мм}^2$							C8	4Cp $\frac{3B500-400}{4B500-150}$ 34×578

Фрагмент плана нижних сеток

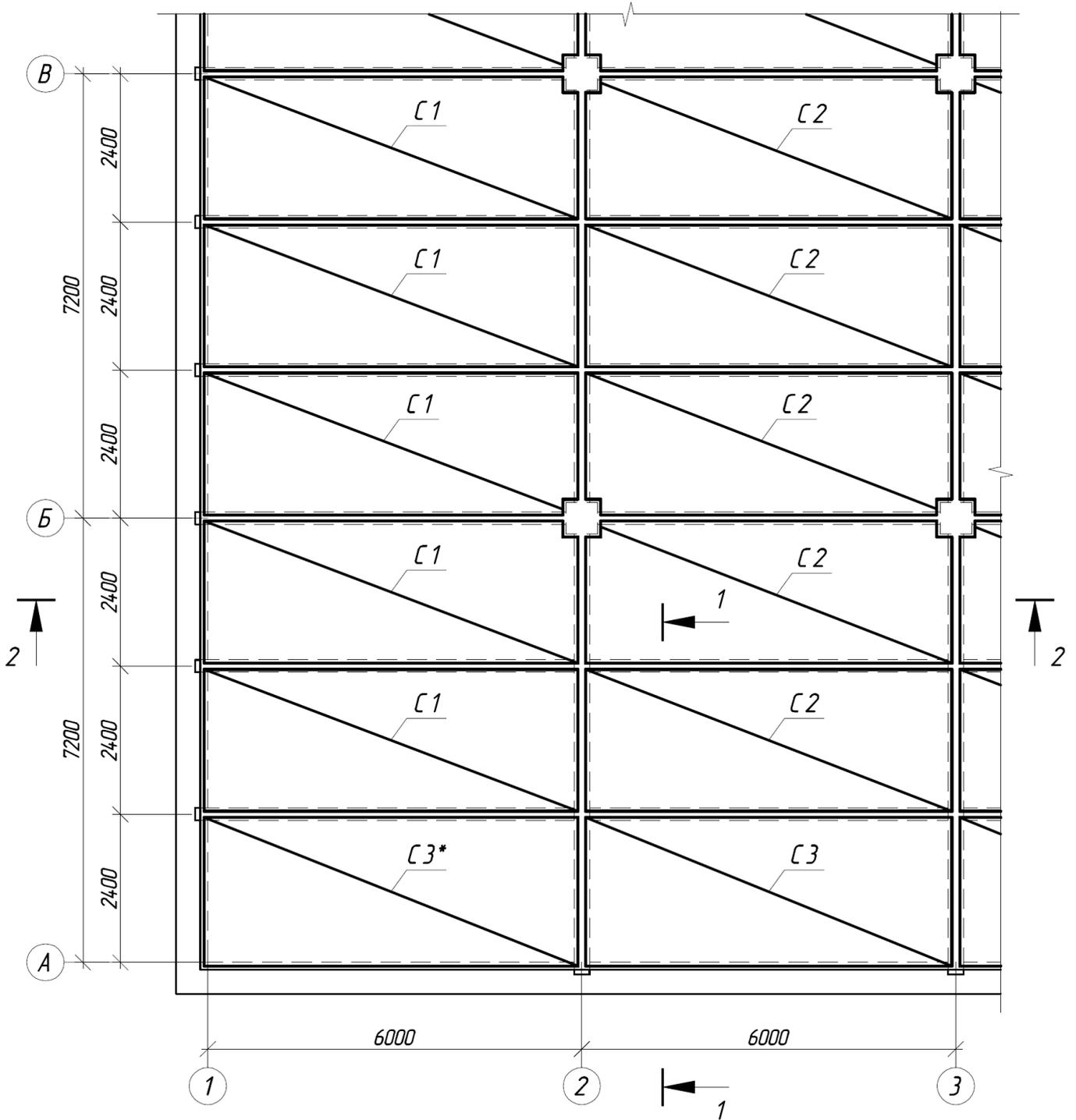


Рисунок 5.4 – Фрагмент плана нижних сеток

Фрагмент плана верхних сеток

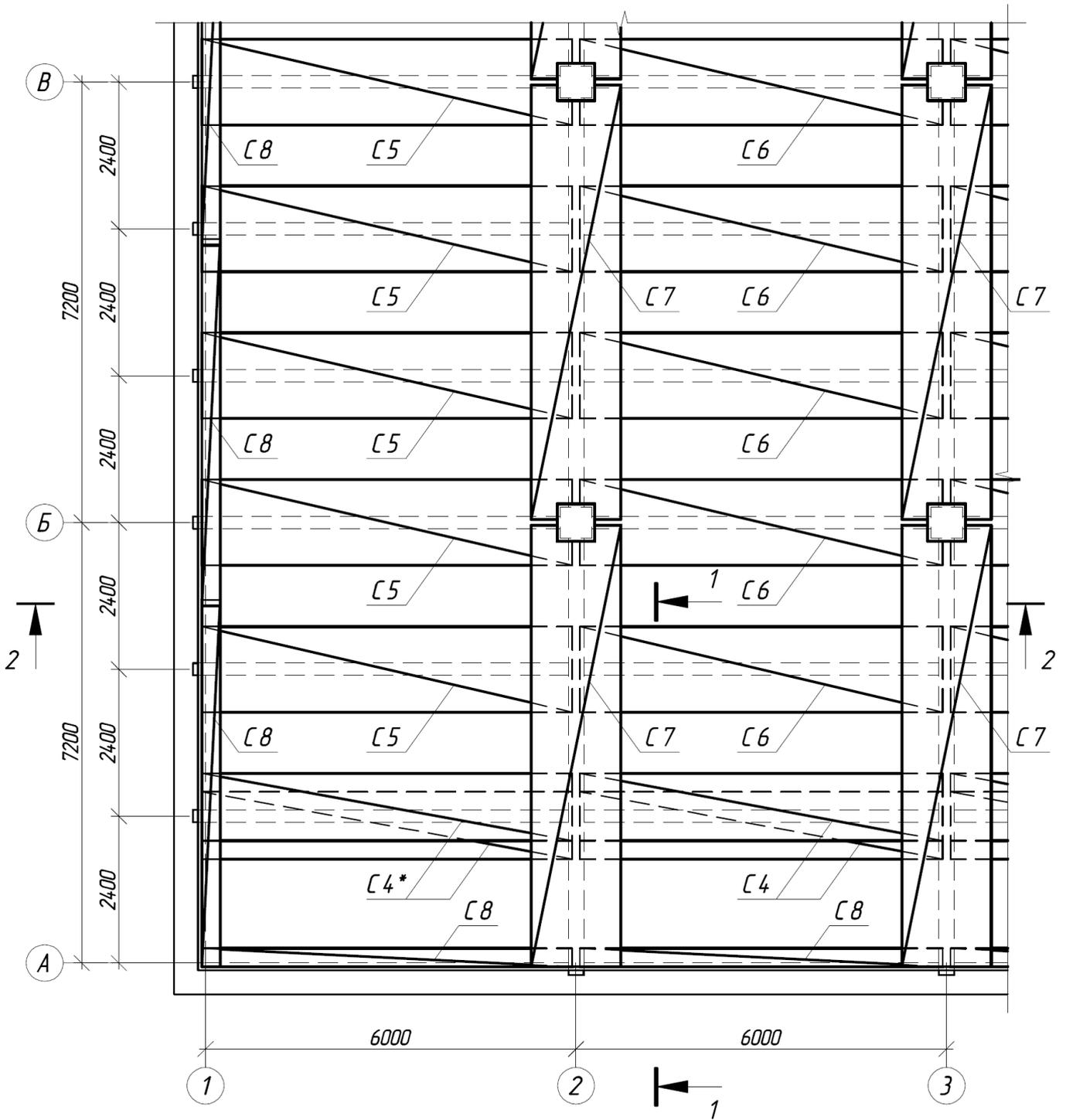


Рисунок 5.5 – Фрагмент плана верхних сеток

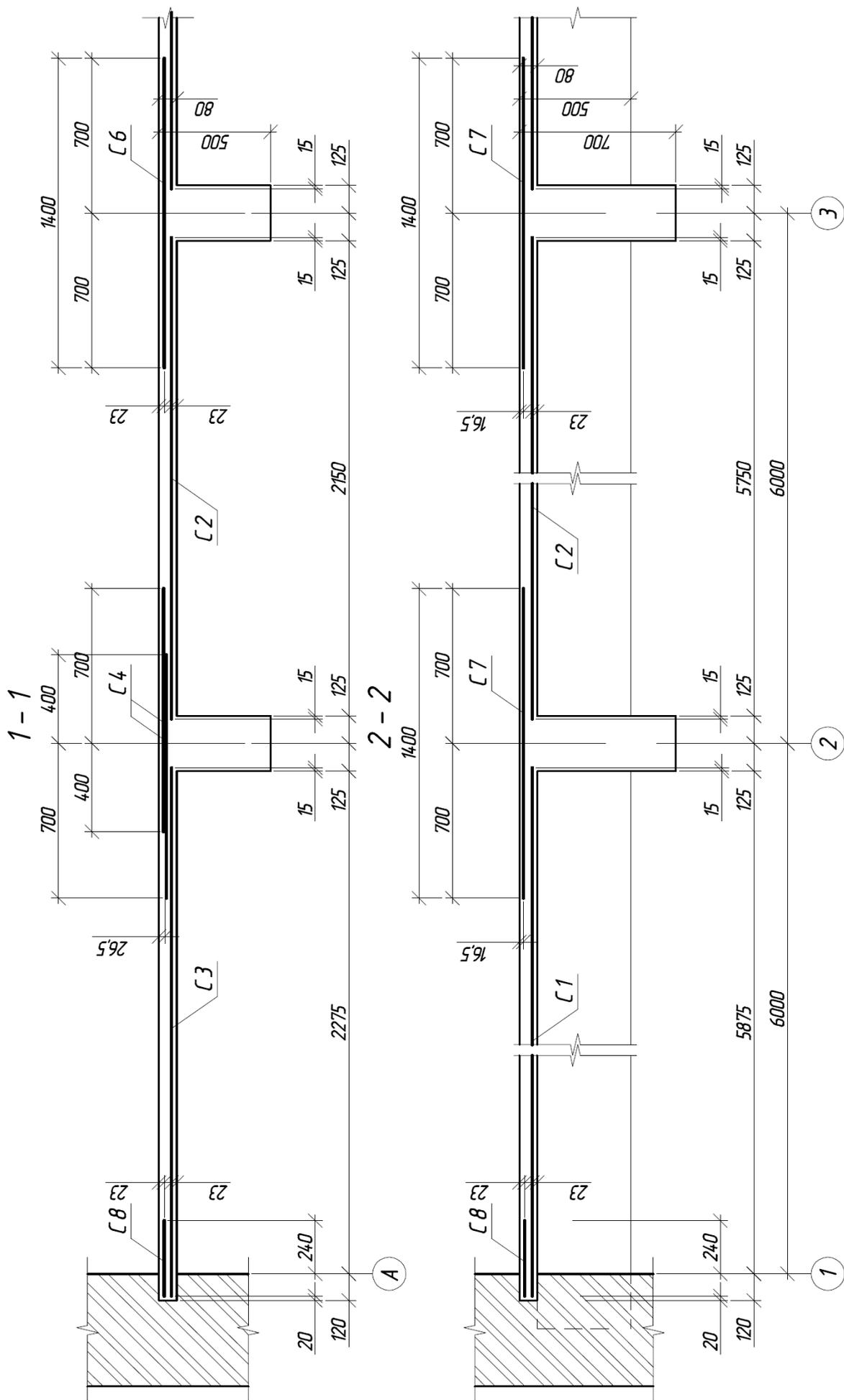


Рисунок 5.6 – Разрезы 1-1 и 2-2 к планам верхних и нижних сеток

Список использованных источников

- 1 **СНиП 52-01-2003** Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. – М.: ФГУП ЦПП, 2004. – 24с.
- 2 **СП 52-101-2003** Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры – М.: ФГУП ЦПП, 2004. – 54с.
- 3 Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона без предварительного напряжения арматуры (к СП 52-101-2003)/ ЦНИИПромзданий, НИИЖБ. - М.: ОАО «ЦНИИПромзданий», 2005. - 214 с.
- 4 **СНиП 2.01.07-85*** Нагрузки и воздействия / Госстрой России. – М.: ГУП ЦПП, 2003. – 44с.
- 5 **ГОСТ 23279-85** Сетки арматурные сварные для железобетонных конструкций и изделий. – М.: Изд-во стандартов, 1985. – 27 с.
- 6 **Тихонов, И.Н.** Армирование элементов монолитных железобетонных зданий. Пособие по проектированию / ФГУП «НИЦ «Строительство», НИИЖБ, ЗАО «КТБ НИИЖБ». – М.: ОАО «ЦПП», 2008. – 170с.
- 7 **Компьютерные** технологии проектирования железобетонных конструкций: учебное пособие. / Ю.В. Верюжский, В.И. Колчунов, М.С. Барабаш, Ю.В. Гензерский. – Киев: Книжное издательство НАУ, 2006. – 808с.