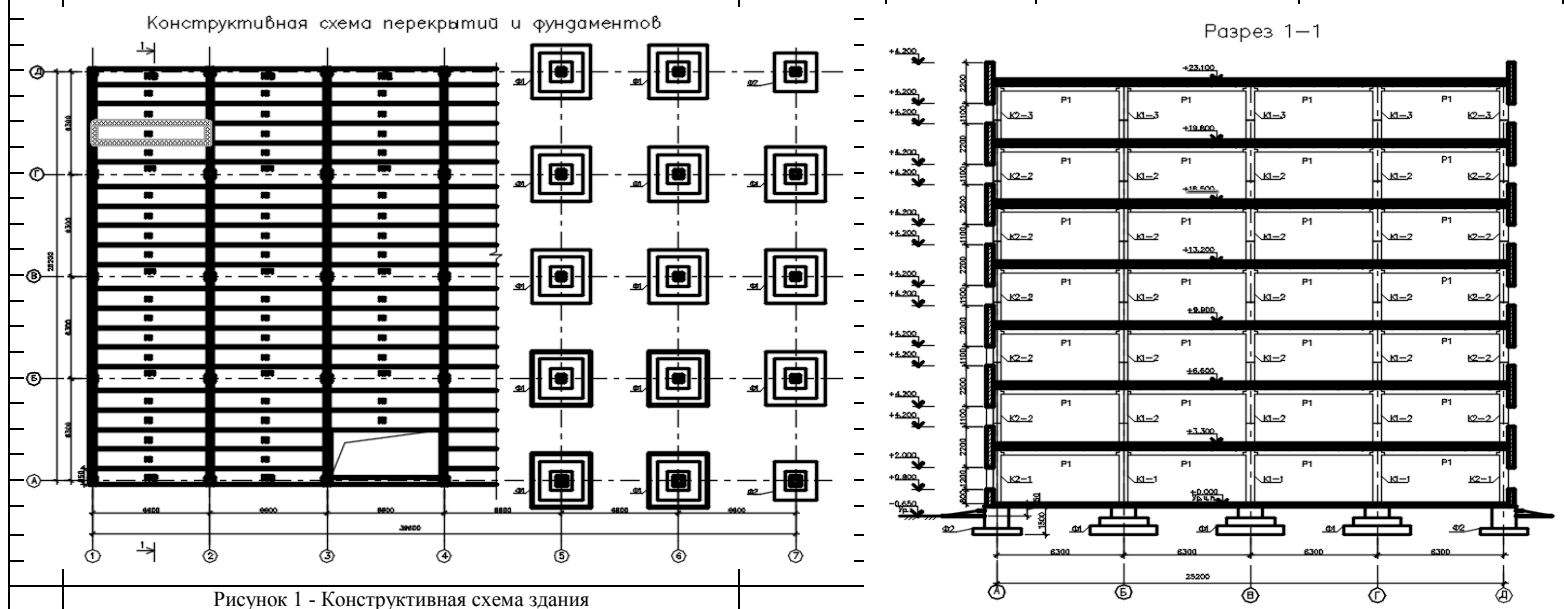


<b>1. Компоновка конструктивной схемы здания</b>					
<b>1.1. Исходные данные</b>					
				Формула, примечание	Ссылки
1	Длина здания в осях	39.6	6		
2	Шаг продольных колонн (рам) $l_1$ , м	6.6			
3	Ширина здания в осях	25.2	4		
4	Шаг поперечных колонн $l_2$ , м	6.3			
5	Число этажей	7			
6	Высота 1 этажа	3.3			
7	Высота последующих этажей	3.3			
8	Нормативная временная полная (полезная) нагрузка, Н/м <sup>2</sup>	4200			
	Временная кратковременная нагр, Н/м <sup>2</sup>	1680			
9	Условное расчетное сопротивление основания $R_0$ , Па	210000			
10	Классы бетона и напрягаемой арматуры для плиты перекрытия: (плита подвергается тепловой обработке при атм давлении)				
	а) бетон	B40			
	б) арматура	Вр1400			
11	Классы бетона и арматуры для ригеля:				
	а) бетон	B30			
	б) арматура	A500C			
12	Классы бетона и арматуры для колонн:				
	а) бетон	B20			
	б) арматура	A400			
13	Классы бетона и арматуры для фундамента:				
	а) бетон	B20			
	б) арматура	A300			
14	Район строительства	Пермь	V снеговой р-н		
1	Кoeff надежности по нагрузке $\gamma_f$	1.1			
2	Кoeff надежности по назначению $\gamma_p$	0.95			
3	Кoeff условия работы бетона $\gamma_{b2}$	0.9			

1.2. Компонировка конструктивной схемы			Формула, примечание	Ссылки
1	Плиты многосуст П-1, шириной $b_{пл}$ , м	1.20	4 плиты в пролете (см. рис 1 - Конструктивная схема здания)	
2	Конструктивные параметры связевых плит-распорок ПР-1, ширина, м	0.75		
3	Фактические параметры связевых плит-распорок ПР-1, ширина, м	0.95		
4	Конструктивные параметры фасадных плит-распорок ПР-2, ширина, м	0.75		
5	Фактические параметры фасадных плит-распорок ПР-2, ширина, м	1.50		
6	Количество плит в пролете n, шт	4.00		
7	Проверка	6.30	6.30	
8	Рекомендуемая высота ригеля h, м	0.57	$h_p=1/15 \dots 1/10$	
9	Принимаем разм высоты ригеля h, м	0.60		
10	Минимальная ширина ригеля b, м	0.20		
11	Принимаем разм ширины ригеля b, м	0.20		
12	Принимаем разм ширины ригеля $b_p$ , м	0.40		
13	Принимаем защитный слой a1, м	0.02		
14	Высота полочки ригеля	0.37		
15	Высота уступа ригеля	0.23		
16	Ширина полочки	0.10		
17	Разрезка колонн		поэтажная	
18	Фундаменты ступенчатые		монолитные	



1.3. Спецификация элементов здания			
На основании расчета элементов по конструктивной схеме составлена спецификация элементов:			
	Плиты рядовые шириной 1,2 м – П-1, шт.;	670	
	Связевые плиты-распорки – 1,5 м – ПР-1, шт;	126	
	Фасадные плиты распорки – 0,95 м – ПР-2, шт.	84	
	Колонны принимаем сечением 40x40 см: шт.		
	К1-1	21	
	К1-2	105	
	К1-3	21	
	К2-1	14	
	К2-2	70	
	К2-3	14	
	Ригели: Р1, шт.	140	
	Ригели: Р2, шт.	56	
	Фундаменты: Ф1, шт.	31	
	Фундаменты: Ф2, шт.	4	
<b>2. Расчет и конструирование многопустотной предварительно напряженной плиты перекрытия непрерывного формования</b>			
<b>2.1. Исходные данные</b>			
<b>Прочностные характеристики материалов:</b>			
	<b>Бетон плиты</b>	<b>В40</b>	Ссылки
1	Норм сопротивл бетона на сжатие R <sub>bn</sub> , Па	29000000	15. табл. 1
2	Норм сопротивл бетона на растяж R <sub>btn</sub> , Па	2100000	15. табл. 1
3	Расч сопротивл бетона на сжатие R <sub>b</sub> , Па	22000000	15. табл. 2
4	Расч сопротивл бетона на растяж R <sub>bt</sub> , Па	1400000	15. табл. 2
5	Начальный модуль упругости E <sub>b</sub> , Па	36000000000	15. табл. 4
	<b>Арматура напрягаемая</b>	<b>Вр1400</b>	
6	Норм сопротивл арматуры R <sub>sn</sub> , Па	1400000000	15. табл. 7
7	Расч сопротивл арматуры растяжению R <sub>s</sub> , Па	1170000000	15. табл. 8
8	Модуль упругости арматуры E <sub>s</sub> , Па	2E+11	15. п. 2.2.2.6
	Арматура ненапрягаемая В500, d=4мм		
9	Норм сопротивл арматуры R <sub>sn</sub> , Па	500000000	16. табл. 5.7
10	Расч сопротивл прод армат растяж R <sub>s</sub> , Па	415000000	16. табл 5.8
11	Расч сопротивл попереч армат растяж R <sub>sw</sub> , Па	300000000	16. табл 5.8
12	Модуль упругости арматуры E <sub>s</sub> , Па	2.E+11	16. п. 5.2.10

2.2. Определение конструктивных размеров плиты перекрытия		Расчетные и принятые значения	Примечание	Ссылки
1	Плиты многопуст высотой h, м	0.220	Рекомендуется h=0.2...0.24 м	
2	Ширина нижней полочки bf, м	1.198	Принимается отрицательный допуск 2...10 мм	
3	Ширина верхней полочки bf1, м	1.163	Принимается зазор не менее 30 мм	
4	Рабочая ширина ребра с пустотами bfr, м	1.124		
5	Высота верхней полочки hf1, м	0.030	См. рисунок 2	
6	Высота нижней полочки hf, м	0.032	См. рисунок 2	
7	Вертикальный размер отверстий d, м	0.158	См. рисунок 2	
8	Горизонтальный размер отверстий t, м	0.097	См. рисунок 2	
9	Число отверстий, n	8	См. рисунок 2	
10	Расстояние между отверстиями (ребра) c, м	0.038	Минимальная толщина ребер 25 мм	
11	Расстояние от края плиты до края отверстия e=	0.041	Минимальная толщина крайних ребер 30 мм	
12	Зазор замоноличивания f, м	0.01		
13	Конструктивная длина плиты, м $l_k = l_2 - f$	6.38		
14	Площадь поп сечения бетона плиты с учетом замоноличивания Апл, м <sup>2</sup>	0.158		
15	Вес 1 м <sup>2</sup> плиты, Н	3 283		
<b>2.3. Определение весовых и геометрических характеристик плит перекрытия</b>		<b>ПР-2(фасадная)</b>	<b>П-1 (рядовая)</b>	<b>ПР-2 (центральная распорка)</b>
1)	Ширина плиты, м	0.95	1.20	1.5
2)	Высота плиты, м	0.22	0.22	0.22
3)	Кол-во отверстий, шт.	0	8	0
4)	Площадь сечения бетона плиты, м <sup>2</sup> .	0.209	0.158	0.33
5)	Вес м <sup>2</sup> . плиты	5500	3283	5500
6)	Плотность плиты для Лиры	25000	17906	25000
На основании принятых конструктивных размеров составлена схема к расчету плиты перекрытия (рис. 2)				
Рисунок 2 - Поперечное сечение плиты перекрытия				

2.4. Подсчет нагрузок на плиты перекрытий					
		на 1 м2 перекрытия, Н/м2			
№ п/п	Вид нагрузки	Нормат нагрузки	Коэф надежности по нагр	Расч нагрузка	
1	Постоянные				
2	собств вес плиты	3283	1.1	3611	
3	цементнопесч стяж	540	1.3	702	
4	полы	200	1.3	260	
5	Постоянная g	<b>4023</b>		4573	$g_p = \sum(g_i * \gamma_{fi})$
	Временная (v длительная) перегородки	500	1.2	600	
6	Временная полезная $\theta$	4200	1.2	5040	
7	длительная $v_{lon}$	2520	1.2	3024	
8	кратковременная $\theta_{sh}$	1680	1.2	2016	
9	Полная нагрузка $g+v$	<b>8723</b>		10213	$(g+v)_p = \sum((g+v)_i * \gamma_{fi})$
10	нормативная постоянная +длительная	7043			
11	кратковременная	1680			
12					
13					
<b>продолжение таблицы</b>				<b>на 1 погонный метр плиты с учетом коэф. <math>\gamma_p</math>, кН/м</b>	
	Вид нагрузки			Расч нагрузка на 1 м плиты	Норм нагрузка на 1 м плиты
1	Постоянные				
2	собств вес плиты				
3	цементнопесч стяж				
4	полы				
5	Постоянная g			5213	4586.01765
	Временная (v длительная) перегородки				
6	Временная полезная $\theta$			5746	
7	длительная $v_{lon}$				
8	кратковременная $\theta_{sh}$				
9	Полная нагрузка $g+v$			11643	9944.01765
10	нормативная постоянная +длительная				8028.81765
11	кратковременная				
12	Распорка центральная 1.5 м			14554	
13	Распорка крайняя 0.95 м			9217	

**2.5. Расчет многопустотной плиты П-1 по предельным состояниям 1 группы**

**2.5.1. Расчетные параметры плиты и определение внутренних усилий**

	Расчетные и принятые значения	Формула	Ссылки
1 Полочка опирания плиты на ригель, м	0.1	$a=(b_2-b_1)/2$	
2 Расчетный пролет $l_0$ , м	6.29	$l_0=l_k-(a-f)$	
3 Принятый диаметр напрягаемой арматуры $d$ , м	0.005		
4 Расстояние от оси напрягаемой арматуры до края плиты $a$ , м	0.0225	$a=a'+d/2$	
5 Рабочая высота сечения $h_0$ , м	<b>0.198</b>	$h-a$	
6 Ширина двутавра $b_{дв}$ , м	0.348	$b_{дв}=b_{fp}-n*t$	
7 Момент от расч полной нагрузки $M$ , Нм	<b>57580.3</b>	$M=(\Sigma((g+v)i*\gamma_{fi})*b_{пл}*\gamma_n*l_0^2)/8$	
8 Поперечная сила от расч полной нагрузки $Q$ , Н	36617.0	$Q=(\Sigma((g+v)i*\gamma_{fi})*b_{пл}*\gamma_n*l_0)/2$	
9 Момент от полн нормативной нагрузки $M$ , Нм	49178.3	$M=(\Sigma(gi*\gamma_{fi})*b_{пл}*\gamma_n*l_0^2)/8$	
10 Поперечная сила от полной нормативной нагрузки $Q$ , Н	<b>31273.9</b>	$Q=(\Sigma(gi*\gamma_{fi})*b_{пл}*\gamma_n*l_0)/2$	
11 Момент от норм пост+длит нагр $M$ , Нм	39706.6	$M=\Sigma(\Sigma(gi*\gamma_{fi})*b_{пл}*\gamma_n*l_0^2)/8$	
12 Поперечная сила от норм пост+длит нагр $Q$ , Н	25250.6	$Q=\Sigma(\Sigma(gi*\gamma_{fi})*b_{пл}*\gamma_n*l_0)/2$	

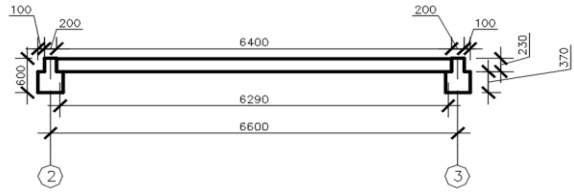


Рисунок 3 - Расчетные параметры плиты перекрытия и ригеля

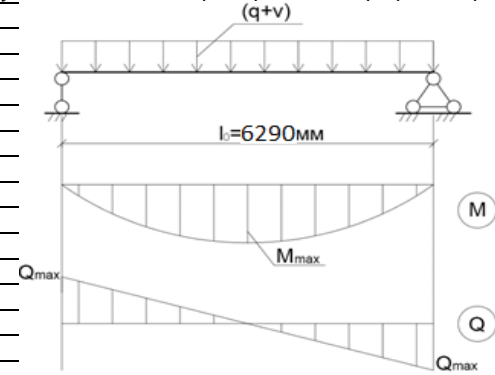


Рисунок 4 – Расчетная схема плиты и опоры усилий

2.5.2. Расчет прочности плиты перекрытия по прочности нормального сечения при действии изгибающего момента			
1 Поперечное сечение плиты условно приводится к тавровому с полкой в сжатой зоне			
Рисунок 5 - Поперечное сечение плиты условно приведенное к тавровому	Расчетные и прин значения		Примечание
2 В расчете принимается вся ширина верхней полки bf1, м	1.16	т.к.	
если (bf1-b)/2<1/6	0.4075	<	1.10 принимается вся ширина верхней полки
3 Положение границы сжатой зоны	$M=\gamma b^2 \cdot R_b \cdot b'f \cdot h'f \cdot (h_0 - 0.5 \cdot h'f)$		
4 Проверка условия [19. п 3.1]	126075	> M=	57580.3
5 Коэффициенты: am	0.0641	$a_m = M / R_b \cdot b \cdot h_0^2$	19. ф.3
6 $\xi$	<b>0.0663</b>	$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot a_m}$	19. ф.4
7 $\zeta$	0.9668	$\zeta = 0.5 + 0.5 \cdot \sqrt{1 - 2 \cdot a_m}$	
8 Предварительное напряжение арматуры $\sigma_{sp}$	1120000000		0.8 * Rsn
9 $\sigma_{sp}$ с учетом полных потерь и коэф.точности натяжения =0,9 (100 Мпа)	1008000000		0.9 * 0.8 * Rsn
10 $\varepsilon_{s,el}$ - относительная деформация арматуры растянутой зоны, анная внешней нагрузкой при достижении в этой арматуре напряжен $R_s$ равного ;	0.00281		$\varepsilon_{s,el} = \frac{R_s + 400 - \sigma_{sp}}{E_s}$
11 $\varepsilon_{b,ult}$ - относительная деформация сжатого бетона при напряжениях, равных $R_b$ , принимаемая равной 0,0035.	0.0035		$\xi_R = \frac{x_R}{h_0} = \frac{0,8}{1 + \frac{\varepsilon_{s,el}}{\varepsilon_{b,ult}}}$
12 Граничное значение относительной высоты сжатой зоны $\xi_R$	0.44	$\geq$	0.066303511
13 Приним коэф условий раб высокопр арм gsp	1.1		15.п 3.1.2.1
14 Площадь сеч растянутой арматуры $A_s$ , м2	0.0002343		$A_s = M / R_s \cdot \zeta \cdot h_0$
15 Площадь сечения растянутой арматуры $A_s$ , см2	2.342987553		
16 Принятое количество арматурных стержней, n	<b>12</b>		
17 Расчетный диаметр арматурных стержней, см	0.498723163		$d = (A_s / 0,785 \cdot n)^{0,5}$
18 Принятый диаметр арматурных стержней, см	0.5		
19 Фактическая площадь принятой арматуры, см2	2.355		
20 Итого арматуры $A_s$ , м2	0.0002355		
21 Переармирование, %	0.5		переармирование не более 5 %

<b>2.5.3. Расчет на прочность при действии поперечной силы</b>			
<b>2.5.3.1. Расчет по сжатой бетонной полосе между двумя наклонными к продольной оси трещинами</b>			
1	Коеф $\varphi_{b1}$	0.3	15. п. 3.1.5.2
2	Условие обеспеченности прочн по накл полосе	$36617.0 < Q \leq \varphi_{b1} R_b b h_0$	408256 15. ф.64
<b>2.5.3.2. Расчет по прочности сечения по наклонной трещине к продольной оси</b>			
1	Поперечная сила воспринимаемая бетоном	$36617.0 < Q_{b1} = 0,5 R_{bt} b h_0$	43300 15. ф. 70
условие обеспечено			
<b>2.5.4. Расчет по наклонным сечениям на действие изгибающего момента</b>			
1	Условие прочности (рис. 6)	$M < M_s + M_{sw}$	15. ф. 72
Рисунок 6 - Схема усилий при расчете изгибаемых предварительно напряженных элементов по наклонному сечению на действие моментов			
При отсутствии поперечной арматуры расчет наклонных сечений производят из условия (72), принимая момент $M_{sw}$ равным нулю			
2	Момент $M_s$ определяют по формуле	$42195$	$M_s = N_s z_s$ 15. ф. 73
3	$z_s$ - плечо внутренней пары сил; допускается принимать	$0.17775$	$z_s = 0,9 h_0$
4	$N_s$ - усилие в продольной растянутой арматуре, принимаем $R_s A_s$ , Н	$237384$	
5	Напряжение в арматуре после первых потерь $\sigma_{sp1=R_s}$	$1008000000$	
Допускается производить расчет при длине проекции трещины, равной $2h_0$			
6	Момент от полной расчетной нагрузки М, Нм	$14464$	меньше 42195 условие выполнено
<b>Несущая способность плиты на действие изгибающего момента обеспечена</b>			
<b>2.5.5. Расчет прочности плиты на действие опорных моментов</b>			
1	Величина опорных моментов 15% ОТ ПРОЛЕТНОГО	$8637$	19. стр.14
2	Принятый диаметр напрягаемой арматуры в верхней зоне d, м	$0.0050$	
3	d/2 м	$0.0025$	
4	Расстояние от оси напрягаемой арматуры до края плиты a', м	$0.0225$	
5	Коэффициенты: $\alpha_m$	$0.011022668$	$\alpha_m = M / R_b b h_0^2$ 19. ф.3
6	коэф. $\xi$	$0.011084096$	$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \alpha_m}$ 19. ф.4
7	Рабочая высота сечения h_0'	$0.195$	$\xi = 0.5 + 0.5 \sqrt{1 - 2 \alpha_m}$
8	Количество необходимой арматуры в верхней зоне $A_s'$	$0.000043$	$A_s' = \frac{\gamma_{b1} \cdot R_b \cdot b_f \cdot h_0' (1 - \sqrt{1 - 2 \alpha_m})}{R_s'}$ 19. ф.23
9	Площадь сечения растянутой арматуры $A_s$ , см <sup>2</sup>	$0.43$	
10	Принятое количество арматурных верхних стержней, n	<b>4</b>	
11	Расчетный диаметр арматурных стержней, см	$0.368071461$	$d = (A_s / 0,785 \cdot n)^{0,5}$
12	Принятый диаметр арматурных стержней, см	<b>0.5</b>	
13	Фактическая площадь принятой арматуры $A_s$ , см <sup>2</sup>	$0.785$	
14	Итого арматуры $A_s$ , м <sup>2</sup>	$0.0000785$	
15	Переармирование	$45.8$	
<b>Переармирование вызвано установкой арматуры над закладными деталями, т.е. не менее 4 шт</b>			



2.6. Расчет многопустотной плиты П-1 по предельным состояниям 2 группы				
2.6.1. Геометрические характеристики приведенного сечения				
1	Высота прямоугольного сечения пустот C, м	0.134	$C=d-t/4$	из геометрии
2	Условная рабочая высота полочек hf	0.043	$hf=(h-C)/2$	
3	Рабочая высота сечения ho	0.198		
4	Ширина нижней полочки bf, м	1.198	см. рис. 4	
5	Ширина верхней полочки bf1, м	1.124	см. рис. 4	
6	Ширина двутавра (ребра) b, м	0.348	$b_{дв}=b_{fp}-n*t$	
7	$a=Es/Eb$	5.556		
	Площадь поперечного сечения плиты Aпл	0.152		
8	Площадь приведен сечения Ared	0.153	$A_{red} = A + A_s\alpha + A'_s\alpha$	
9	Стат мом прив сеч отн ниж грани Sred	0.01631		
10	Расст от ниж гр до ц.т. прив сеч yo	0.10663	$y_t = \frac{S_{t,red}}{A_{red}}$	
11	Мом инерц прив сеч отн ц.т. Jred	0.00094		$I_{red} = I + I_s\alpha + I'_s\alpha$
12	Мом сопр прив сеч Wred по ниж зоне	0.00885	$W = \frac{I_{red}}{y_t}$	
Рисунок 7 - К расчету по предельным состояниям 2 группы				
13	Расст от ц.т. прив сеч до наиб удал ядер точ г	0.0579	$r = \frac{W}{A_{red}}$	
14	Учет работы свесов для таврового сечения bf/b	3.23	>2, прин g=	1.25
15	Упругопласт мом по раст зоне Wpl	0.011067		
16	Расстояние от силы обжатия до центра тяжести приведенного сечения eop	0.1016		
17	Плечо силы обжатия eяp	0.160	$e_{яp}=e_{op} + r$	
		Расчетные и принятые значения	Формула	Ссылки

2.6.2. Потери предварительного напряжения арматуры				
1	Первые потери $\sigma_1$ При механическом способе натяжения	85120000	$\Delta\sigma_{sp1} = \left(0,22 \frac{\sigma_{sp}}{R_{s,n}} - 0,1\right) \sigma_{sp}$	15. ф.19
2	Сила обжатия после первых потерь P1	243714		$P(1) = \sum_j (A_{spj} \sigma_{sp(1)j})$
3	Напряжения в бетоне от обжатия $\sigma_{бпй}$	4259967	$\sigma_{бп} = \frac{P(1)}{A_{ред}} \pm \frac{P(1)e_{оп}y}{I_{ред}}$	15. ф.30
4	Коэффициент продольного армирования $\mu$	0.00155	$\mu = A_s / A_{пл}$	
5	Деформации усадки бетона $\epsilon_{b,sh}$	0.00025		15. п.2.2.3.7
6	Потери от усадки бетона $\Delta\sigma_{sp5}$	5.E+07	$\Delta\sigma_{sp5} = \epsilon_{b,sh} E_s$	15. ф.24
7	Коэффициент ползучести бетона $\varphi_{b,cr}$	1.9		15. п.2.1.2.7
8	Потери от ползучести бетона $\Delta\sigma_{sp6}$	33996923		15. ф.25
9	Полные потери $\sigma_{sp(2)}$	169116923	$\Delta\sigma_{sp6} = \frac{0,8 \alpha \varphi_{b,cr} \sigma_{бпй}}{1 + \alpha \mu_{spj} \left(1 + \frac{y_{sj}^2 A_{ред}}{I_{ред}}\right) (1 + 0,8 \varphi_{b,cr})}$	
10	Т.к. полные потери > 100МПа принимаем $\sigma_{sp(2)}$	169116923		
11	Величина предварительного напряжения с учетом полных потерь	950883077	15. п.2.2	
12	Тогда усилие обжатия с уч всех потерь P2, Н	223933	15. ф.29	
2.6.3. Расчет предварительно напряженных изгибаемых элементов на образование трещин				
1	Изгибающий момент при образовании трещин $M_{crc}$	58963	$M_{crc} = R_{bt,ser} W \pm P e_{sp}$	57580
2	Трещины образуются когда $M > M_{crc}$			Трещины не образуются
2.6.4. Расчет прогиба плиты				
1	Для участков без трещин в растянутой зоне прогиб плиты	0.00137534	$\frac{1}{r} = \left(\frac{1}{r}\right)_1 + \left(\frac{1}{r}\right)_2$	15.ф.101
2	Пред доп прогиб $f_u$	0.0425	$\frac{1}{150}$	15.п.4.3.2.1
3	Крив от непродолж. действия нагрузок (1/r)1	0.00061871	$1/r = M/D$	15.ф.103
4	Крив от продолжит. действия нагрузок (1/r)2	0.00075663	$\frac{1}{r} = \frac{M - N_p e_{оп}}{D}$	15.ф.103
5	Изгибная жёсткость при непродолж. Действии нагрузки	28888733	$D = E_{b1} I_{ред}$	15.ф.104
6	При непродолжительном действии нагрузок модуль деформации	30600000000	$E_{b1} = 0,85 E_b$	15.ф.110
7	Изгибная жёсткость при продолж. Действии нагрузки	11719567	$D = E_{b1} I_{ред}$	15.ф.104
8	При продолжительном действии нагрузок модуль деформации	12413793103	$E_{b1} = E_{bт} = \frac{E_b}{1 + \varphi_{b,cr}}$	15.ф.111
9	Прогиб от нагрузок $f =$	0.0058315	$f = S l^2 \left(\frac{1}{r}\right)_{max}$	15.ф.100
10	Прогиб не превышает допустимой величины	0.0425	$f \leq f_{лит}$	15.ф.97

2.7. Расчет плиты в стадии изготовления, транспортировки и монтажа				
<b>2.7.1. Проверка прочности верхней зоны плиты</b>				
1	Напряжение в арматуре верхней зоны за минусом первых потерь		1034880000	$\sigma_{sp1} = \sigma_{sp} - \sigma_1$
2	Первые потери $\sigma_1$		85120000	
3	Сила обжатия в предельном состоянии		180129	$P = (\sigma_{sp1} \cdot \gamma_{sp} - \sigma_{su}) \cdot A_{sp}$ 19. ф.61
4	Предельное напряжение в арматуре сжатой зоны, $\sigma_{su}$		270000000	
5	Момент обжатия относительно верхней арматуры		31523	$M_{sp} = P(h_0 - a')$
6	Расстояние от торца до петли $S_k$ (см.чертеж)		0.35	
7	Коэффициент перегрузки при монтаже $k_d$		1.40	19. п.5.1
8	Собственный вес 1 м погонного плиты с учетом коэффициента перегрузки		6066.7	$g_w = g_w^n \cdot \gamma_f \cdot k_d \cdot b_{пл}$ 19. п.5.1
9	Момент от собственного веса в зоне монтажной петли		371.6	$M_{гс} = \frac{g_w \cdot c_k^2}{2}$ 19. ф.62
10	Рабочая высота сечения верхней арматуры, м		0.198	$h_0 = H - a'$ 19. п.5.1
11	Коэффициент передаточной прочности $\gamma_b$		1.2	19. п.5.1
12	Класс бетона при отпуске принимают не менее 50 % от класса В		20	Rbrпринимают не менее 50 % от класса В не менее 11 МПа
13	Rbr принимают, Па		11500000	11.5
14	Суммарный момент		31894.2	
15	Коэффициенты: $\alpha_m$		0.05935	$\alpha_m = M / R_{bb} \cdot h_0^2$
16	Коэффициент $\xi$		0.06122	$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m}$
17	Площадь арматуры в сжатой зоне $A_s'$	-0.15732	-0.00001573	$A_s' = \frac{\xi \cdot R_s^{(p)} \cdot b_f \cdot h_0 - P}{R_s'}$ <0
<b>Прочность верхней зоны обеспечена, т.к. принятая площадь верхней арматуры более требуемой по расчету</b>				
<b>2.7.2. Проверка трещиностойкости верхней зоны плиты у монтажного приспособления</b>				
1	Момент от силы обжатия		539.4	
2	Предельное сопротивление бетона $R_{bt,ser}$		1400000	15. табл. 2
3	Условие образования трещин	19. ф.67	4521839	$R_{bt,ser}^{(p)} \cdot W_{pl}^{sup} \geq P_{(i)}(e_0' - r_{inf})$ 243714
<b>Трещины НЕ образуются</b>				

### 3. Расчет и конструирование однопролетного ригеля без предварительного напряжения

3.1 Исходные данные				
Материалы				
Бетон			<b>B30</b>	
1	Расч сопротивл бетона на сжатие $R_b$ , Па		17000000	15. табл.2
2	Расч сопротивл бетона на растяж $R_{bt}$ , Па		1150000	15. табл.2
3	Начальный модуль упругости $E_b$ , Па		32500000000	15. табл.4
Арматура ненапрягаемая			<b>A500C</b>	
4	Расч сопротивл продольной арматуры растяжению $R_s$ , Па		435000000	15. табл. 8
5	Расч сопротивл поперечной арматуры (хомутов) A300 $R_{sx}$ , Па		215000000	19. стр.11
6	Модуль упругости арматуры $E_s$ , Па		2E+11	15. п. 2.2.2.6
7	Принимаем размер колонн 0.4x0.4, бк		0.40	равной ширине ригеля
8	Размер площадки опирания, $l_{по}$ , м.		0.13	$l_{пл}=l_{конс}-\Delta$
9	Зазор между колонной и ригелем $\Delta$ , м.		0.02	из удобства замоноличивания
10	Размер консоли колонны, $l_{конс}$ , м.		0.15	см. чертеж колонн
11	Расчетный пролет $l_0$ , м		5.73	$l_0=l_2-h_k-2*\Delta - l_{по}$

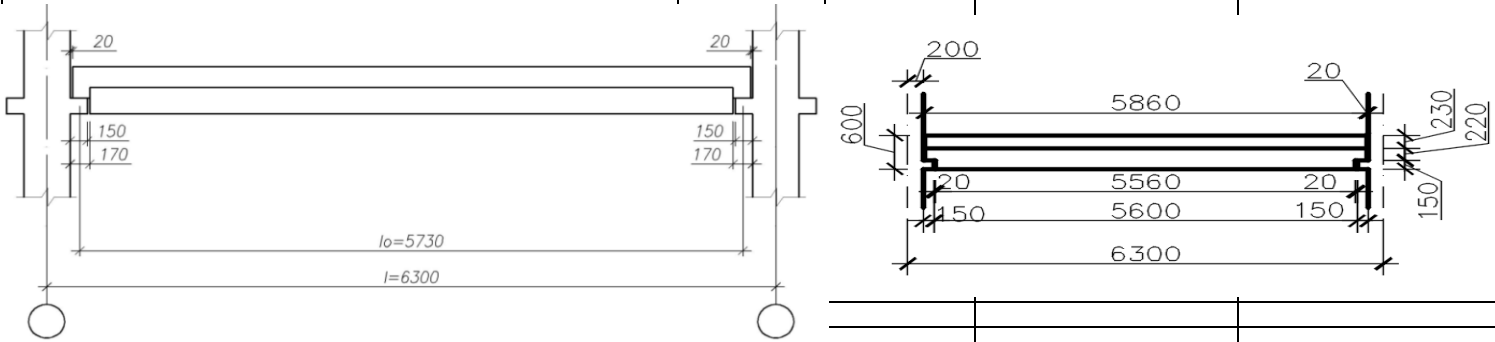


Рисунок 8 - К расчету разрезного ригеля

3.2. Определение усилий в ригеле				
1	Нагрузка постоянная от перекрытия на 1 пог.м $g$		28673	$g=g_{пост/м.перекр}*l_1*\gamma_n$
2	Нагрузка постоянная от ригеля $g_{риг}$		5271	$q=(b*h+H_1*(b_p-b))*\rho_{ж/б}*\gamma_t*\gamma_n$
3	Итого нагрузка постоянная от перекрытия и ригеля $g+g_{риг}$		<b>33944</b>	$g_{пост}=g+g_{риг}$
4	Грузовая площадь ригеля, $A$		41.6	$A=l_1*l_2$
5	Коэффициент понижения нормативной нагрузки $\psi A1$		0.965242105	$\psi = 0,5 + (0,5/\sqrt{A/A_2})$
6	При $A > A_2$ , м <sup>2</sup>		36	
7	Временная нагрузка $V$		34134	$V=(0+v_{длит})*l_1*\gamma_n*\psi$
8	Полная нагрузка, $g_{полн}$		68078	$g_{полн}=g_{пост}+V$
9	Изгибающий момент $M$		279400	$M=(g_{полн}*l_0^2)/8$
10	Поперечная сила $Q$		195043	$Q=(g_{полн}*l_0)/2$

3.3. Расчет прочности ригеля по сечению нормальному к продольной оси				
1	Защитный слой, а', м		0.030	16. табл. 8.1
2	Принятый диаметр рабочей арматуры, dприн, м		0.018	$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}$
3	Величина а, м		0.048	a=a'+dприн
4	Рабочая высота сечения ригеля hоп, м		0.552	hоп=h-a
5	Коэффициент $\alpha_m$		0.300	$\alpha_m = M / R_b \cdot b \cdot h_0^2$
6	Относительная высота сжатой зоны $\xi$		0.367	11. ф.3.9
7	Высота сжатой зоны х, м		0.203	19. ф.4
8	Критическое значение относительной высоты сжатой зоны $\xi_{кр}$		0.493	$\xi_{кр} = \frac{x_{кр}}{h_0} = \frac{0,8}{1 + \frac{\epsilon_{s,el}}{\epsilon_{b,ult}}}$
9	Относительная деформация арматуры растянутой зоны, $\epsilon_{s,el}$ при внешней нагрузке при достижении в этой арматуре напряжений $R_s$ равного ;		0.002175	$\epsilon_{s,el} = \frac{R_s}{E_s}$
10	Относительная деформация сжатого бетона при напряжениях, равных $R_b$ , принимаемая равной 0,0035.		0.0035	
11	Величина $\zeta$		0.816	$\zeta = 0.5 + 0.5 \cdot \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m}$
12	Требуемая площадь растянутой арматуры в см2		14.25092	$A_s = M / (R_s \cdot \zeta \cdot h_0)$
13	Принимаем рабочую арматуру, см:			
14		d1	1.80	
15		Нижний ряд 13, n1	3	
16		As1	7.63	
17		d2	1.80	
18		Верхний ряд 14, n2	3	
19		As2	7.63	$\zeta = \frac{A_s \cdot R_s}{b \cdot h_0 \cdot \gamma_{b2} \cdot R_b}$
20	Общая площадь арматуры		15.26	16. т. 5.8
21	Процент перearмирования ригеля		6.62	
22	Процент армирования ригеля		1.27	Оптимальное значение 1-2%
23	Относительная высота сжатой зоны $\xi$		0.39	из условия равновесия
24	Момент воспринимаемый запроектированными стержнями		294428.34	> 279400
На рис. 9 показано поперечное сечение и армирование разрезного ригеля в середине пролета				
Рисунок 9 - Поперечное сечение и армирование разрезного ригеля				

### 3.4. Построение эпюры материалов и конструирование арматуры ригеля

1	Выполняем конструирование ригеля в середине пролета			
2	Принимаем расположение рабочей арматуры в два ряда по три стержня (см. рис. 9)			
3	Определяем место теоретического обрыва верхних стержней d, см		1.80	$M_{1/8} = \frac{Q \cdot l_0}{8} - \frac{(g + q) \cdot l_0^2}{128}$
4	Выполняем построение эпюры моментов, для чего определяем изгибающий момент, воспринимаемый ригелем в сечениях (см. рис. 10):			
5	Изгибающий момент в начале пролета, м	0	0	
6	Изгибающий момент в 1/8 пролета, м	0.72	-122.24	
7	Изгибающий момент в 1/4 пролета, м	1.43	-209.55	
8	Изгибающий момент в 3/8 пролета, м	2.15	-261.94	
9	Изгибающий момент в 1/2 пролета, м	2.87	-279.40	$M = R_s \cdot A_s \cdot \zeta \cdot h_0$
10	Изгибающий момент в 5/8 пролета, м	3.58	-261.94	
11	Изгибающий момент в 3/4 пролета, м	4.30	-209.55	
12	Изгибающий момент в 7/8 пролета, м	5.01	-122.24	
13	Изгибающий момент в 8/8 пролета (в конце пролета), м	5.73	0.00	$\zeta = \frac{A_s \cdot R_s}{b \cdot h_0 \cdot \gamma_{b2} \cdot R_b}$
14	Определяем момент воспринимаемый шестью стержнями		294.43	
15	Определяем момент воспринимаемый тремя стержнями доводимых до опоры		168.20	
16	Величина a, м		0.039	
17	Рабочая высота сечения ригеля h <sub>ор</sub> , м		0.56	
18	Относительная высота сжатой зоны $\zeta$		0.193349	
19	Построение эпюры моментов	0	0.0	
20		0	-168.2	
21	место теоретического обрыва стержней определяется подбором	1.1	-168.2	
22		1.1	-294.4	
23		4.63	-294.4	
24		4.63	-168.2	
25		5.73	-168.2	
26		5.73	0.0	
27	Длина стержней рабочей арматуры:			
28	Нижних стержней	d, см	1.8	
29		l <sub>нижн</sub>	5.5	
30	Верхних стержней	d, см	1.8	
31		l <sub>верх</sub>	3.9	
32	Построение оборванных стержней	0.92	-231.3	
33		4.81	-231.3	

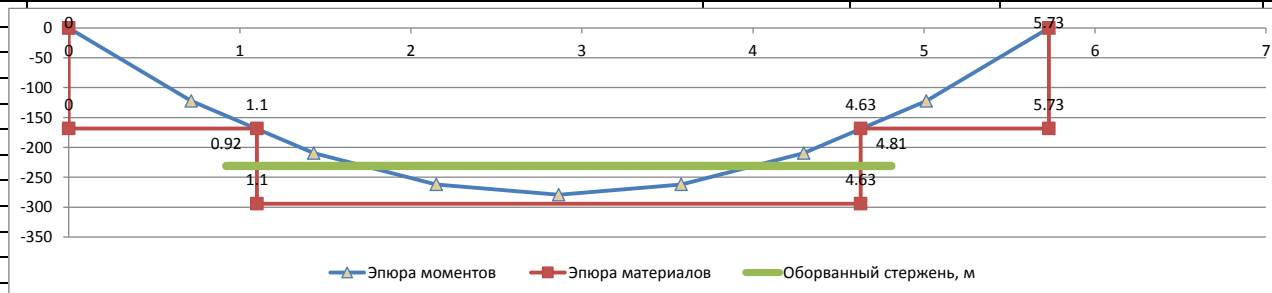


Рисунок 10 - Эпюра моментов, эпюра материалом и оборванный стержень разрезного ригеля

3.5. Расчет прочности ригеля по сечению наклонному к продольной оси на грани подрезки			
3.5.1. Расчет хомутов			
1	Попер сила на грани подрезки на расстоянии 10 см, Qподр	188236	из подобия силовых треугольников
$\varphi_{n1} = 1 + 5 \cdot \alpha \cdot \mu_n$			
$\varphi_{b1} = 1 - \beta \cdot R_b \cdot \gamma_{b2}$			
2	Рабочая высота на подрезке $h_01$	0.430	см. рис.11
3	Коэффициент $\alpha$	6.15	
4	Приним коэффициент поперечного армирования	0.002	
5	Козф учитыв влияние хомутов $\varphi_w1$	1.062	<1.3
6	Козф $\varphi_{b1}$	0.847	
7	Условие прочности по полосе между трещинами $Q >$	Обеспечено	455618
	Усилие воспринимаемое бетоном $Q_{min}$	44505	$Q_{b1} = 0,5 R_{bt} b h_0$ 188236 16. ф.6.65
8	Условие прочности $Q < Q_{min}$	$Q > Q_{min}$	Усл не выполняется, необходимо поперечное армирование
9	Макс длина проекц опасн сеч $S_{max}$ , м	0.86	$2 \cdot h_0$
10	Поперечное усилие воспринимаемое хомутами $Q_{sw}$	143731	$Q_{sw} = Q - Q_{min}$
11	Усилие в хомутах на единицу длины ригеля $q_{sw}$	167129	
12	При этом $q_{sw} >$	219161	т.к. усл не выполн прин получ знач $> \xi$
13	Определяем $C_0$	0.6570	$> 2 \cdot h_0$
		0.6768	
14	Принимаем $C_0$	0.86	
15	При этом $q_{sw} >$	218879	$> \text{предыд}_{max} = 0,75 \cdot \varphi_{b2} \cdot \gamma_{b2} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2$
16	Окончательно $C_0$	0.759167275	$> 2 \cdot h_0$ $Q$
17	Принимаем поперечную арматуру $d_6$ A400 $Asw1$ , см2	0.283	см. справочные материалы
18	Поперечная арматура располагается в трех каркасах 3d6 A400 $Asw$ , м2	0.000849	мин арм из условий сварки
19	Шаг поперечных стержней на подрезке $S1$ , м	0.083395499	
20	Шаг поперечных стержней на приопорных участках $S_{пр}$ , м	0.203331782	
21	Если сила восп только бет $S_{max}$	0.50261769	
22	шаг из условия $s < h/2$	0.215	15. СП
23	Принимаем шаг поперечных стержней:		
24	На приопорн участках в подрезке $S1$	0.08	
25	На приопорн участках длиной $1/4l_0$ м	0.2	
26	На остальной части пролета	0.4	<0.75 $h_0$

3.5.2. Расчет продольной арматуры в подрезке					
	В связи с уменьшением высоты опорной части ригеля, требуется проверить прочность опорной части ригеля по наклонному ослабленному сечению на действие поперечной силы, задавшись диаметром арматуры, классом и шагом поперечных стержней подрезки. Принимаем хомуты из арматуры класса А300 диаметром 6 мм. Шаг хомутов $S_1 = 80$ мм (см. рис.11).				
1	Линейное усилие, которое могут воспринять поперечные стержни $q_{sw1}$		228168.8	$q_{sw1} = R_{sx} * A_s / s_1$	
2	Проекция наклонной трещины, развивающейся из угла подрезки $c_1$ , м		0.82	$c_1 = Q_{подр} / q_{sw1}$	
3	Изгибающий момент в нормальном сечении, расположенном в уменьшенной по высоте части ригеля $M_{подр}$		141173.9	$M_{подр} = Q_{подр} * (c_1 - l_{кон} / 2)$	
4	Частный коэффициент безопасности для бетона		1.5	$\gamma_c = 1,5$	
5	Значение коэффициента $\alpha_m$		0.336844725	$M_{подр} / (R_b / \gamma_c * b_p * h_0^2)$	
6	$\xi$		0.428764015		
7	$\zeta$		0.785617993		
8	Требуемая площадь сечения растянутой арматуры в подрезке		0.000432311		
9	Принимаем рабочую арматуру, см:				
10	$d_1$		0.014		
11	ряд 25, $n_1$		3		
12	$A_{s1}$		0.00046158		
13	Определим длину анкеровки продольной арматуры		0.48	$l_{ан} = Q_{подр} / 2 / q_{sw1} + 5 * d$	
14			0.28		
15	Принимаем большее из значений $l_{анк}$ , м		0.48		

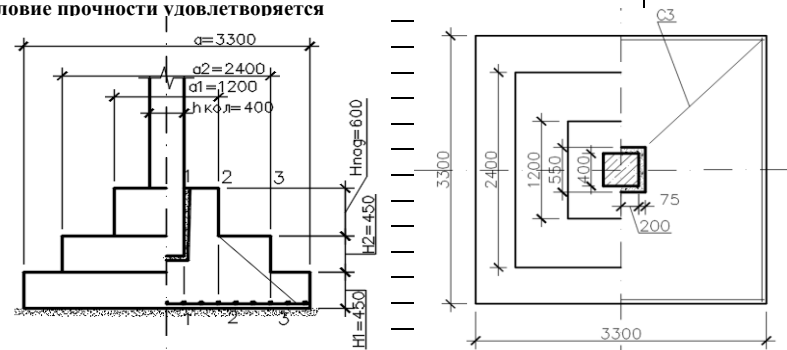


<b>4. Расчет и конструирование колонны первого этажа</b>					
<b>4.1. Исходные данные</b>					
<b>4.1.1. Расчет нагрузки на покрытие</b>					
№ п/п	Вид нагрузки на покрытие	Нормативные нагрузки	Коэф надежности по нагрузке	Расчетная нагрузка	
1	Гидроизол ковер 4 слоя	150	1.3	195	
2	Цементная стяжка 40 мм	880	1.3	1144	
3	Пеностекло 120 мм	225	1.2	270	
4	Керамзит по уклону 100 мм	600	1.3	780	
5	Пароизоляция 1 слой	50	1.3	65	
6	Многоспуст плита перекр 220 мм	3283	1.1	3611	
7	Постоянная нагрузка $g_{пост}$	5188		6065	
8	Врем нагр снеговая $s=s_0*\mu$ , в том числе	2240	1.4	3136	12. ф.10.1
9	Длительная $s_{длит}$	630	1.3	819	
10	кратковременная $0sh$	1610	1.4	2254	
11	Полная нагрузка $g_{пост}+s$	7428		9201	по СНИП
<b>4.1.2. Материалы</b>					
1	Бетон колонны		<b>B20</b>		
2	Расч сопротивл бетона на сжатие $R_b$ , Па		11500000		15. т.2
3	Начальный модуль упругости $E_b$ , Па		27500000000		15. т.4
4	Арматура колонны		<b>A400</b>		
5	Расч сопротивл прод армат растяж $R_s$ , Па		355000000		15. т.8
6	Модуль упругости арматуры $E_s$ , Па		2E+11		15. п. 2.2.2.6

4.2. Определение усилий в колонне					
1	Грузовая площадь средней кол А, м2		41.58	$A=l^2$	
2	Постоянная нагрузка от перекрытия $g_{roof}$ , Н		180642	$A \cdot g \cdot \gamma_n$	
3	Нагрузка от ригеля $g_r$ , Н		31099	$l^2 \cdot g_b \cdot b$	
4	Нагрузка от собственного веса колонны типового атажа		14346	$0.4 \cdot 0.4 \cdot \gamma_n \cdot \gamma_f \cdot h_{эт} \cdot 26000$	
5	Нагрузка от собств веса кол 1 этажа		14346	$0.4 \cdot 0.4 \cdot \gamma_n \cdot \gamma_f \cdot h_{эт} \cdot 26000$	
6	Постоянная нагрузка на колонну с одного этажа		226087		
7	Постоянная нагрузка на колонну от покрытия		270676		
8	Временная нагрузка на коллону с 1 этажа		199085		
9	Временная нагрузка на коллону с покрытия		123875		
10	Коефф снижения временной нагрузки в многоэтажном здании		0.61	$\psi_2 = 0,4 + (\psi - 0.4)/(n)^{0.5}$	
11	Нормальная сила в коллоне на уровне фундамента $N_{kn}$		2536633		
4.3. Расчет прочности колонны					
1	Зададимся коэффициентом армирования $\mu$		0.02		
2	Принимаем размер колонн 0.4x0.4, вк		0.40		
3	Площадь сеч колонны $A_b$ , м2		0.16		
4	Предварительная площадь сечения арматуры $A_s$ , м2		0.0032	$A_s = A_b \cdot \mu$	
5	Коефф $a_s$	1	2	3	
6	Коефф. свободной длины		0.685990338	$> 0.5 \quad (a_s = (R_s \cdot A_s) / (\gamma_b \cdot R_b \cdot A_b))$	
7	Свобод длина кол 1 этажа $l_0$		0.7		Зависит от условия защемления
8	Отношение $l_0/h$		2.31		
14	$\varphi$		5.775		
15	Площадь арматуры $A_s$ , м2		0.92	табл.18 МУ	
16	Принимаем $d_1$ арматуры, м		0.003102	$A_s = ((N) / (\varphi \cdot \gamma_b \cdot A_b \cdot R_b)) / R_s$	
17	Количестве $n$ , шт		0.032		
18	Фактическая площадь арматуры $A_s$ , м2		4		
19	Процент переармирования		0.00321536		
20	Факт % армирования $\mu$		3.5		
			2.0	$> 0.1\%$	

Рисунок 12 - Армирование колонны первого этажа

5. Расчет и конструирование фундамента под колонну				
<b>5.1. Исходные данные</b>				
1	Бетон фундамента		<b>B20</b>	
2	Арматура фундамента		<b>A300</b>	
3	Расчетное сопротивл продольной арматуры растяжению $R_s$ , Па		270000000	35500 15. т.8
4	Расчетное сопротивление бетона на растяжение $R_{bt}$ , Па		900000	
5	Условное расчетное сопротивление грунта $R_0$ , Па		210000	из задания
6	Вес единицы объема фундамента и грунта на обрезках $g_m$		20000	$A = \frac{N_n}{R_0 - H_1 \times \gamma_m}$ ;
7	Глубина залож фундамента с учетом пола подвала $H_1$		0	$a = \sqrt{A}$ подвал отсутствует
8	Глубина залож фундамента $H_1$ из условия промерзания грунта		2.05	(1.4+0.65, см. чертеж) гл. промерзания 1.4 м
9	Глубину залож фундамента $H_1$ принимаем кратной 0.3м, $H_1 =$		2.1	
10	Козф надежности по нагрузке $\gamma_f$		1.15	
11	Значение норм нагр на фундамент $N_n$		<b>2205768</b>	$p = \frac{N}{a}$
<b>5.2. Определение размера подошвы фундамента</b>				
1	Требуемая площадь подошвы фундамента $A$ , м2		10.50387778	
2	Расчетный размер стороны квадратного фундамента $a$ , м		3.240968649	
3	Принимаем сторону нижней (первой) ступени фундамента кратной 0.3м $a_1$ , м		3.3	
4	Принимаем ширину второй ступени $a_2$ , м		2.4	
5	Размер подколонника $a_1$ , м		1.2	
6	Давление на грунт от расчетной нагрузки $p$ , Н/м2		232932	

5.3. Определение высоты фундамента				
1	Полезная высота фундамента из приближенной формулы $h_0$ , м	0.50	$h_0 = -0,25(h_c + b_c) + 0,5 \sqrt{N/(R_{bt} + p)}$ ф. 12.5	
2	Принимаем расстояние от подошвы фундамента до центра тяжести арматуры $a$ , м	0.05		
3	Минимальная высота фундамента $H_f$ , м:			
4	из условия продавливания	0.55	$H_f = (h_0 + 0,05)$	
5	из условия заделки колонны в фундаменте, м	0.85	$H_f = 1,5h_{col} + 0,25(a_1) \cdot \frac{A_s}{R_{bond} \cdot U_s}$	
6	из условия анкеровки арматуры	0.69		
7	Расчетное сопротивление сцепления арматуры с бетоном $R_{bond}$ , Н/м <sup>2</sup>	2025000	$R_{bond} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot R_{bt}$	16. ф.8.2
	$\eta_1$ - коэффициент, учитывающий влияние вида поверхности арматуры	2.5		
	$\eta_2$ - коэффициент, учитывающий влияние размера диаметра арматуры	1		
8	Периметр 1 стержня арматуры $U_s$ , м <sup>2</sup>	0.10048		
9	Площадь 1 стержня арматуры, $A_s$	0.00080		
10	Базовая длина анкеровки $h_{an}$ , м	1.07	$Q = p \cdot l = 0,5 \cdot (a - a_2 - 2 \cdot h_{03}) \cdot p$	16. ф.8.1
11	Высота подколонника $H_{подк}$ , м	0.6	$Q = p \cdot l \leq Q_{n, min} = 0,5 \cdot \gamma_{bt} \cdot R_{bt} \cdot h_{03} \cdot b$	
12	Высота нижней ступени $H_1$ , м	0.45		
13	Высота 2 ступени $H_2$ , м	0.45		
14	Высота фундамента $H$ , м	1.5		
15	Рабочая высота первой ступени $h_01$ , м	0.40		
16	Поперечн сила $Q$ на 1 м фундамента	151406		
17	Поперечн сила, воспр нижней ступенью $Q_1$	194400		
Условие прочности удовлетворяется				
				
Рисунок 13 - Расчетная схема фундамента под центральные колонны				

<b>5.4. Проверка фундамента на продавливание</b>				
1	Среднее арифмет между периметрами $U_m$		6.40	/2/ ф 357
2	Основание пирамиды продавливания		2.00	$U = (a_2 + 2 \cdot 0,5h_{03})$
3	Площадь пирамиды продавливания $A_1$		4.00	
4	Продавливающая сила $P$		1604904	$P = N \cdot p \cdot A_1$ 1. ф.12.4
5	Сила воспринем бетоном		2073600	$F_{b,ult} = \gamma_{b1} R_{bt} A_b$
	<b>Условие прочности на продавливание удовлетворяется</b>			$P \leq F_{b,ult}$
<b>5.5. Определение площади арматуры фундамента <math>A_s</math></b>				
1	Расчетный изгибающий момент по грани колонны $M_1$ , Нм		808071	$M_{I-I} = 0,125p \cdot (a - h_{col})^2 \cdot a$ /6/ а 186
2	Расчетный изгибающий момент по грани подколонника $M_2$ , Нм		423733	$M_{II-II} = 0,125p \cdot (a - a_1)^2 \cdot a$
3	Расчетный изгибающий момент по грани ступени фундамента $M_3$ , Нм		77829	$M_{III-III} = 0,125p \cdot (a - a_2)^2 \cdot a$
4	Рабочая высота у колонны $h_{01}$		1.45	
5	Рабочая высота второй ступени $h_{02}$		0.85	
6	Рабочая высота первой ступени $h_{03}$		0.40	
7	Площадь сечения арматуры у колонны $A_{sI}$ , м2		0.00229	$A_{sI} = \frac{M_{I-I}}{0,9h_{01}R_s}$ 22.93
8	Площадь сечения арматуры в сечении II $A_{sII}$ , м2		0.00205	$A_{sII} = \frac{M_{II-II}}{0,9h_{02}R_s}$ 20.51
9	Площадь сечения арматуры в сечении III $A_{sIII}$ , м2		0.00080	$A_{sIII} = \frac{M_{III-III}}{0,9h_{03}R_s}$ 8.01
10	Принимаем количество рабочих стержней арматуры $n$		21	
11	Требуемая площадь одного стержня арматуры сечения с большим $A_s$ , м2		0.000109	0.01
12	Требуемый диаметр одного стержня арматуры в принятом сечении $d$ , м		0.0118	1.18
13	Принятый диаметр арматуры $d$ , м		0.012	
14	Принимаем $n$ стержней диаметром $d$ , общей площадью $A_s$ , м2		0.00237	
15	Процент перearмирования %		3.38956796	



<b>Библиографический список</b>			
1.	Байков В. Н., Сигалов Э. Е. Железобетонные конструкции: Общий курс: Учеб. для вузов. - 5-е изд., перераб. и доп. - М.: Стройиздат, 1991. - 767 с.		
2.	Бедов А.И., Габитов А.И., Проектирование, восстановление и усиление каменных и армокаменных конструкций. М.: АСВ 2006.		
3.	Бондаренко В.М., Бакиров Р.О., Назаренко В.Г., Римшин В.И. «Железобетонные и каменные конструкции». Учебник для вузов. М.: Высшая школа, 2008.		
4.	Бондаренко В.М., Римшин В.И. Примеры расчета железобетонных и каменных конструкций: Учеб. Пособие. - М.: Высш. шк., 2006. -504 с.		
5.	Бородачев Н. А. Автоматизированное проектирование железобетонных и каменных конструкций: Учеб. пособие для вузов. - М: Стройиздат, 1995. - 211 с.		
6.	Гарбусенко В.В. Основы расчета железобетона в вопросах и ответах: Уч. Пособие. М., АСВ, 2002. – 104 с.		
7.	Кузнецов В.С. Расчет и конструирование стыков и узлов элементов железобетонных конструкций. Уч. Пособие. М., АСВ, 2002., 128с.		
8.	Кумпяк О.Г. и др. Железобетонные конструкции. Часть 1.: Учебное издание. – М.: Издательство АСВ, 2003. – 280 с.		
9.	Панин А.Н. Расчет и конструирование элементов сборного железобетонного каркаса многоэтажного промышленного типа: уч.пособие / А.Н. панин, Ю.С. Конев; СПбГАСУ. – СПб., 2015. – 78с.		
10.	Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из бетонов без предварительного напряжения арматуры (к СП 52-101-2003).		
11.	Пособие по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов (к СП 52-102-2004).		
12.	СП 20.13330.2011 к СНиП 2.01.07-85* Нагрузки и воздействия./ Госстрой России.- М.: ГУП ЦПП. 2011.		
13.	СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции /Госстрой России. - М: ГУП ЦПП, 2000. - 76 с.		
14.	СП 63.13330.2012 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003		
15.	СП 52-102-2004		
16.	СП 52-101-2003.		
17.	Фролов А.К. и др. Проектирование железобетонных, каменных и армокаменных конструкций / Учебное пособие6 – М.: АСВ, 2004, - 176 с.		
18.	Шерешевский И.А. Конструирование промышленных зданий. УП для студентов строительных специальностей. – М.: «Архитектура - С», 2005. 168 с., ил.		
19.	Климов С.В. Проектирование и расчет железобетонных многослойных плит перекрытия: уч.мет. пособие. Пермь, 2008		
20.	Головин Н.Г. Проектирование несущих конструкций многоэтажного гражданского здания: уч.пос./ М, 2013.		