

Конкурс студенческих проектов

«Steel2Real 2017г.»

Оглавление:

Введение.....	3
1. Общее описание конструктивной схемы.....	4
2. Сбор нагрузок.....	5
3. Особенности расчетной модели и схемы приложения нагрузок.....	6
4. Расчет сталежелезобетонной плиты по профнастилу на прочность.....	13
4.1. Общие характеристики плиты.....	13
4.2. Расчет прочности профнастила на стадии бетонирования.....	14
4.3. Расчет на устойчивость стенок гофров на опорах.....	15
4.4. Расчет прогиба настила.....	15
4.5. Подбор рабочей арматуры.....	16
4.6. Расчет прочности плиты по наклонным сечениям.....	20
4.7. Проверка прочности сцепления настила с бетоном.....	21
4.8. Расчет плиты на продавливание колесом автомобиля.....	22
4.9. Расчет плиты на раскрытие трещин.....	23
4.10. Расчет прогиба плиты.....	25
5. Расчет предварительно напряженной балки перекрытия.....	27
5.1. Подбор сечения.....	27
5.2. Расчет нагрузки предварительного напряжения.....	28
5.3. Проверка прочности балки.....	29
5.4. Расчет сварного шва балки.....	29
5.5. Проверка прогиба преднапряженной балки.....	30
6. Подбор сечения балок.....	30
7. Подбор сечения колонны.....	31
8. Подбор сечения распорок и связей.....	31
9. Расчет узлов	31

Введение

Разработан проект строительства 6-ти этажной парковки на стальном каркасе в г.Москва. В данной пояснительной записке представлены расчеты несущих конструкций здания.

					К_И_06931925	Лист
						3
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		

1. Общее описание конструктивной схемы.

Конструктивная схема здания – каркасная связевая. Шаг колонн в продольном направлении – 5.4м, в поперечном – 2 пролета по 12м и 2 пролета по 5.7м. По сравнению с предложенной, в принятой планировке исключены два ряда колонн для обеспечения большего удобства для парковки автомобилей. Высота этажа – 3м, высота от уровня пола до низа выступающих конструкций – 2.2м. Угол наклона рампы – 14.74°. За отметку 0.000 принят уровень чистого пола первого этажа.

По результатам расчета приняты следующие основные размеры и сечения элементов:

Фундаменты – столбчатые, размеры подколонной части в плане условно приняты равными 800мм x 800мм.

Колонны – двутавровые колонной серии 40К2 из стали С255.

Балки – предварительно напряженные двутавровые, сваренные из двух предварительно изогнутых тавров 30БТ1 из стали С345, а также 40Б2 и 30Б2 из стали С255.

Монолитные плиты перекрытия – неразрезные сталежелезобетонные по профнастилу Н75-750-0.8 по ГОСТ 24045-2010 полной толщиной 190мм. Бетон марки В25, нижняя и верхняя (в опорных зонах) арматура диаметром 12мм класса А300.

Распорки – профиль «Молодечно» 180x5мм, устанавливаются в продольном направлении вдоль буквенных осей.

Связи – уголок равнополочный 140x9мм.

Расчет сталежелезобетонной плиты и балок перекрытия в связи со спецификой применяемых конструкций выполнен вручную. Для подбора сечения колонн и проверки несущей способности связей и распорок выполнен расчет схемы в ПК ЛИРА-САПР 2013 с учетом динамического нагружения пульсационной составляющей ветровой нагрузки.

Данные об условиях строительства:

Город Москва расположен в III районе по снеговой нагрузке и в I – по ветровой нагрузке. Согласно техническому заданию, здание – нормального уровня ответственности, по ГОСТ 27751-2014 значение коэффициента надежности по ответственности составит $\gamma_n=1$. Парковка расположена в местности типа В.

					К_И_06931925	Лист
						4
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		

2. Сбор нагрузок

Район строительства – III, расчётное значение снеговой нагрузки (временной нагрузки на покрытие) составляет 1.8 кН/м^2 , нормативное значение, с учётом коэффициента надёжности для снеговой нагрузки $\gamma_f = 1.43$, составляет $1.8 / 1.43 = 1.26 \text{ кН/м}^2$. Коэффициент ψ_{A1} , зависящий от грузовой площади перекрытий, и коэффициент ψ_{n1} , зависящий от количества перекрытий, передающих нагрузку на колонну, принимаем равными 1, так как полная загрузка всех парковочных мест возможна.

Сбор нагрузок на покрытие и междуэтажные перекрытия

Таблица 1

Состав	Толщ. t , мм	Плотность ρ , кН/м^3	Нормативная нагрузка, кН/м^2	Коэффициент надёжности γ_f	Расчетная нагрузка, кН/м^2
Нагрузка от перекрытия					
1. Профнастил Н75-750-0.8			0.11	1.05	0.12
2. Бетон приведенной толщины	144	25	3.6	1.1	3.96
3. Стяжка	20	21.0	0.42	1.3	0.55
4. Временная нагрузка (парковочные площади)			3.5	1.2	4.2
5. Временная нагрузка (рампы)			5	1.2	6
Итого (парковочные площади)			7.63		8.83
Итого (рампы)			9.13		10.62
Нагрузка от покрытия					
1. Профнастил Н75-750-0.8			0.11	1.05	0.116
2. Бетон приведенной толщины	144	25	3.6	1.1	3.96
3. Стяжка	20	21.0	0.42	1.3	0.546
4. Слой гравия, втопленного в мастику			0.16	1.3	0.208
5. Три слоя гидроизола			0.039	1.3	0.051
6. Снеговая нагрузка			1.26	1.43	1.8
Итого			5.59		6.68

Расчетное значение снеговой нагрузки:

$$S = Ce C_t \mu S_g = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1.8 = 1.8 \text{ кН/м}^2, \text{ где}$$

C_e – коэффициент учитывающий снос снега;

C_t – термический коэффициент;

S_g – вес снегового покрова на 1 м^2 горизонтальной поверхности земли, принимаемый для III снегового района 1.8 кПа .

Ветровая нагрузка.

Рассматриваем два варианта приложения ветровой нагрузки.

Первый – для случая, когда все парковочные места заняты автомобилями. Учитывая низкую высоту от уровня пола до низа выступающих конструкций (2.2м) и плотное расположение автомобилей, ветровую нагрузку рассчитываем и прикладываем как для здания со сплошными стенами.

$$\omega_m = \gamma_f \omega_0 k(z_e) c = 1.4 * 0.23 * 0.866 * 0.8 = 0.223 \text{ кПа};$$

$$\omega'_m = \gamma_f \omega_0 k(z_e) c = 1.4 * 0.23 * 0.866 * (-0.5) = -0.139 \text{ кПа, где}$$

c – аэродинамический коэффициент, равный 0.8 для наветренной и -0.5 для подветренной стороны здания;

$k(z_e)$ – коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления по высоте для типа местности В и $z_e = h = 21.7 \text{ м}$, т.к. при действии ветра вдоль цифровых осей $b = 54 \text{ м} > h = 21.7 \text{ м}$ и при действии ветра вдоль буквенных осей $b = 35.4 \text{ м} > h = 21.7 \text{ м}$.

Второй вариант – при отсутствии полезной нагрузки. Ветровую нагрузку к колоннам прикладываем как к элементам проницаемой конструкции, а к перекрытиям – как силу трения с $c_f = 2 * 0.02 = 0.04$ ($c_f = 0.02$ для одной стороны протяженных плит, параллельных направлению ветра). Данное загрузке и загрузке временными нагрузками задаем взаимоисключающими.

Коэффициент проницаемости:

$$\varphi = \frac{b_k}{l} = \frac{400}{5400} = 0.074, \text{ где}$$

b_k – ширина сечения колонны,

l – шаг колонн.

Для данного φ коэффициент μ , учитывающий снижение ветрового давления на второй и последующие ряды колонн, считая с наветренной стороны, будет равен 1.

Погонная нагрузка на каждую колонну:

$$\omega_{m1} = \gamma_f \omega_0 k(z_e) c_x b = 1.4 * 0.23 * 0.866 * 2.1 * 0.4 = 0.234 \text{ кН/м, где}$$

$c_x = 2.1$ для сечения с отношением сторон 1:1.

Распределенная нагрузка на перекрытия:

$$\omega_{m2} = \gamma_f \omega_0 k(z_e) c_f = 1.4 * 0.23 * 0.866 * 0.04 = 0.0112 \text{ кПа.}$$

Пульсационная составляющая ветровой нагрузки учтется ПК ЛИРА-САПР автоматически в динамическом расчете.

3. Особенности расчетной модели и схемы приложения нагрузок:

Колонны неразрезные, так как стык отправочных марок – жесткий на накладках. Стык колонн с фундаментом моделируется жестким. Сопряжение всех балок с колоннами принимаем шарнирным, чтобы на колонны не передавались излишние изгибающие моменты, а так же чтобы снизить чувствительности каркаса здания к возможной неравномерной осадке

					К_И_06931925	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		6

фундаментов. Плиты моделируем неразрезными для уменьшения их прогибов; неразрезность обеспечивается установкой верхней рабочей арматуры в опорных зонах по расчету.

Постоянные и временные нагрузки на перекрытия и покрытия прикладываем равномерно распределенными. Собственный вес стальных элементов учитывается программой. Ветровую нагрузку прикладываем в уровне перекрытий, значение погонной нагрузки получаем перемножением расчетного ветрового давления на соответствующую грузовую ширину.

Ветер пуск. Y

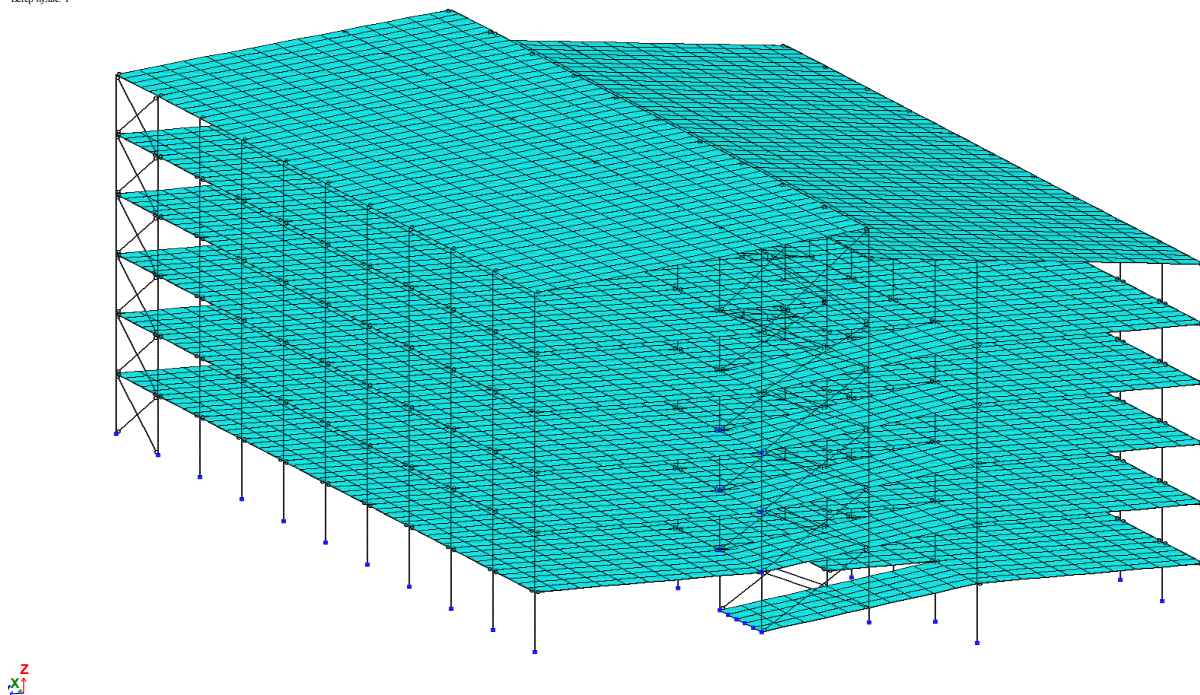


Рис. 1. Общий вид расчетной схемы

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

К_И_06931925

Лист

7

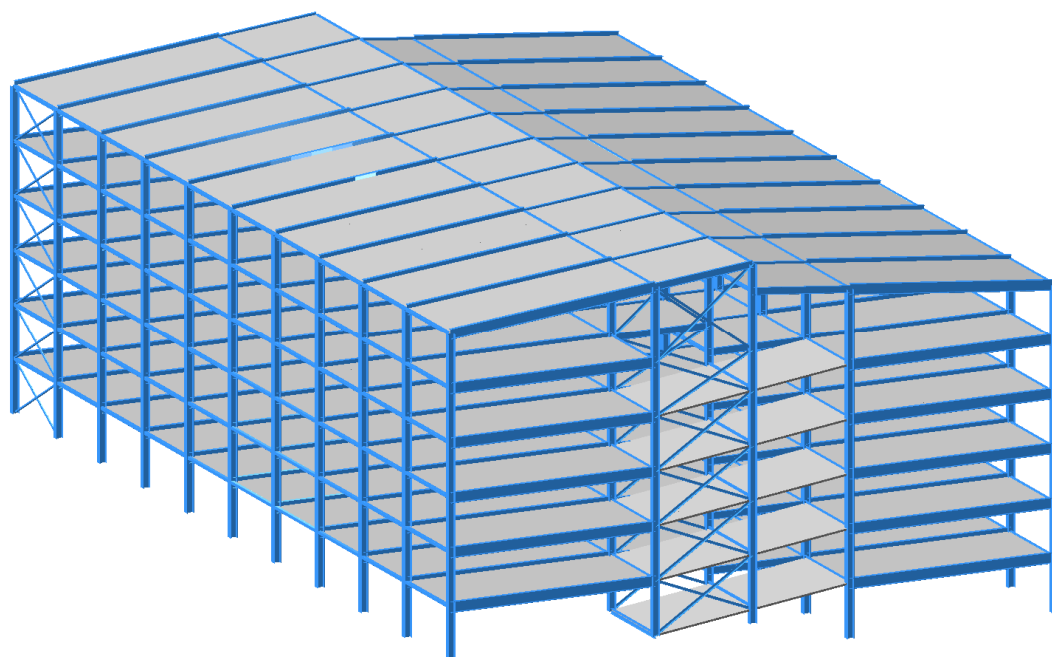


Рис. 2. Общий вид расчетной схемы (3D модель с отображением сечений элементов)

Редактор загрузок

Редактирование выбранного загрузки

Имя: 1 Постоянные

Вид: Постоянное

Узловые нагрузки: 0; Местные нагрузки: 11899;

Список загрузок

#	Имя загрузки	Вид	Тип
1	Постоянные	Постоянн...	
2	Временные	Кратковре...	
3	Ветер стат. X	Неактивн...	
4	Ветер стат. Y	Неактивн...	
5	Пульсация X		ПУЛЬС
6	Пульсация Y		ПУЛЬС
7	Ветер2 стат. X	Неактивн...	
8	Ветер2 стат. Y	Неактивн...	
9	Пульсация2 X		ПУЛЬС
10	Пульсация2 Y		ПУЛЬС

Назначить текущим

Рис. 3. Загрузки расчетной схемы

Постоянные



Временные

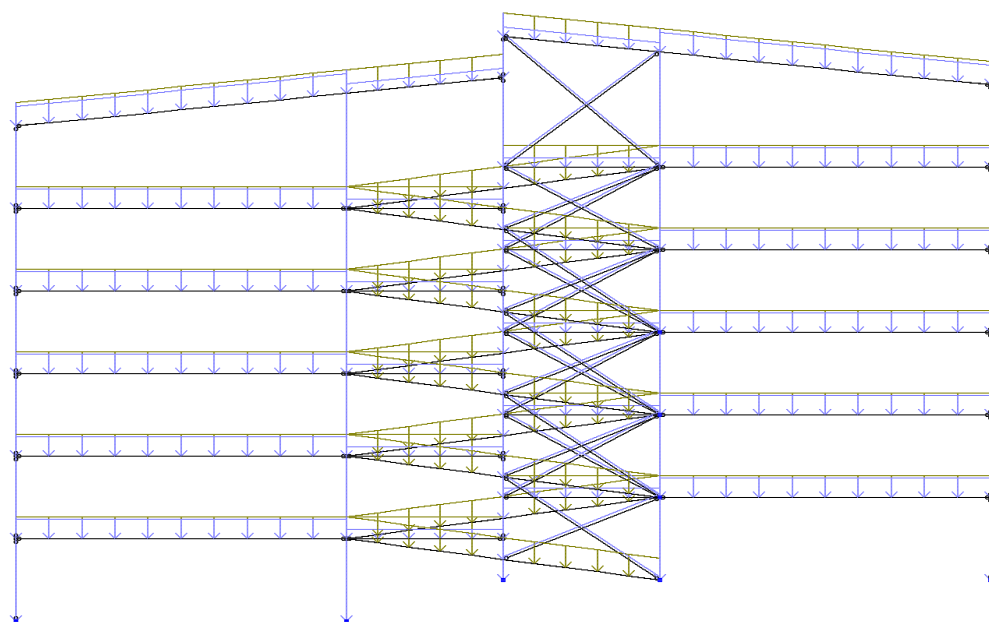


Рис. 4. Схема приложения постоянных нагрузок

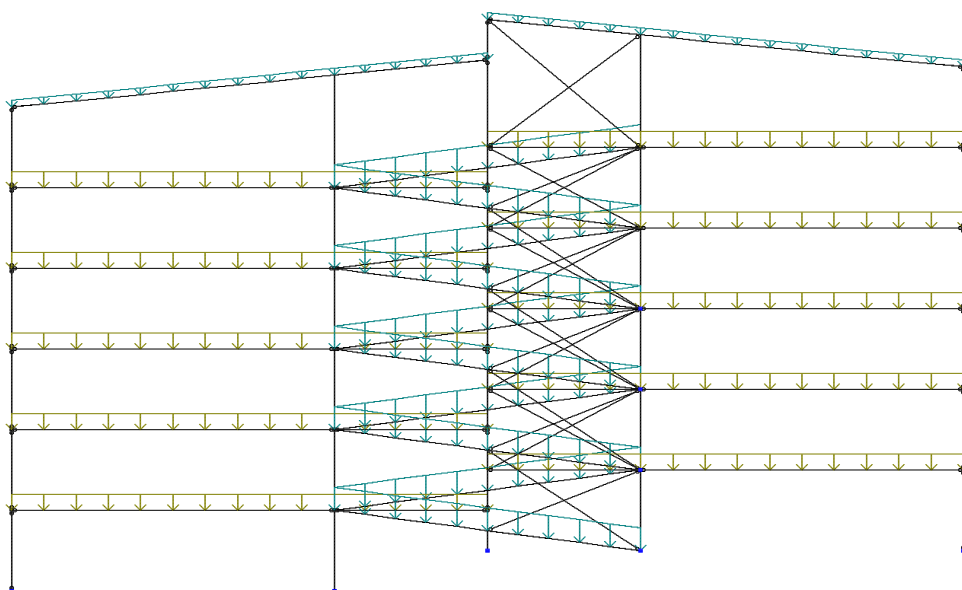


Рис. 5. Схема приложения временных нагрузок

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

К_И_06931925

Лист

9

Ветер сст: X



Ветер сст: Y

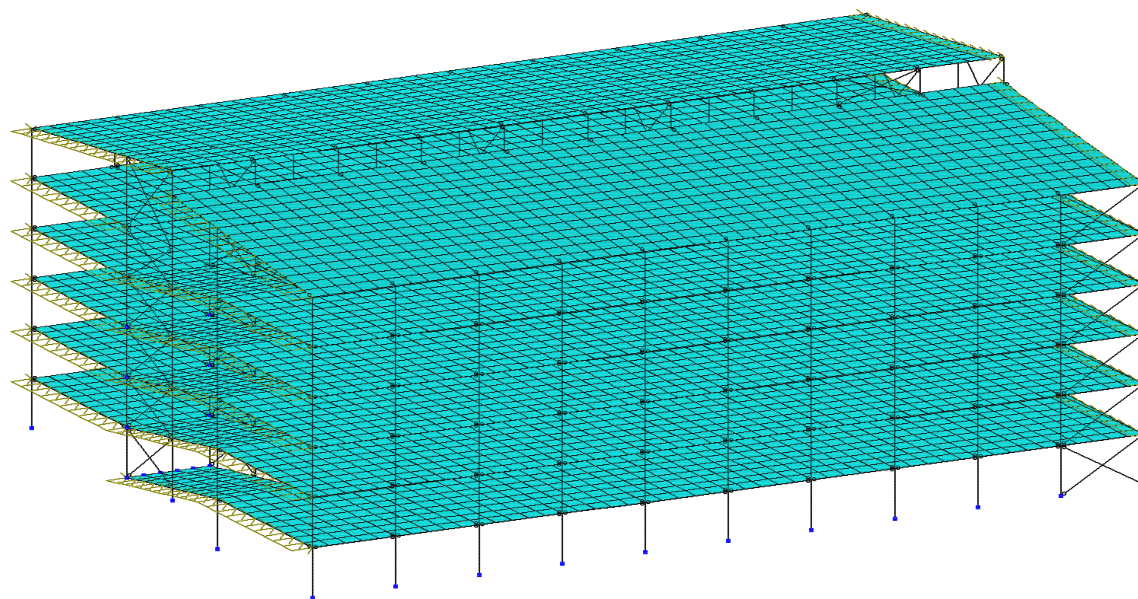


Рис. 6. Схема приложения ветровых нагрузок по оси X (1 вариант)

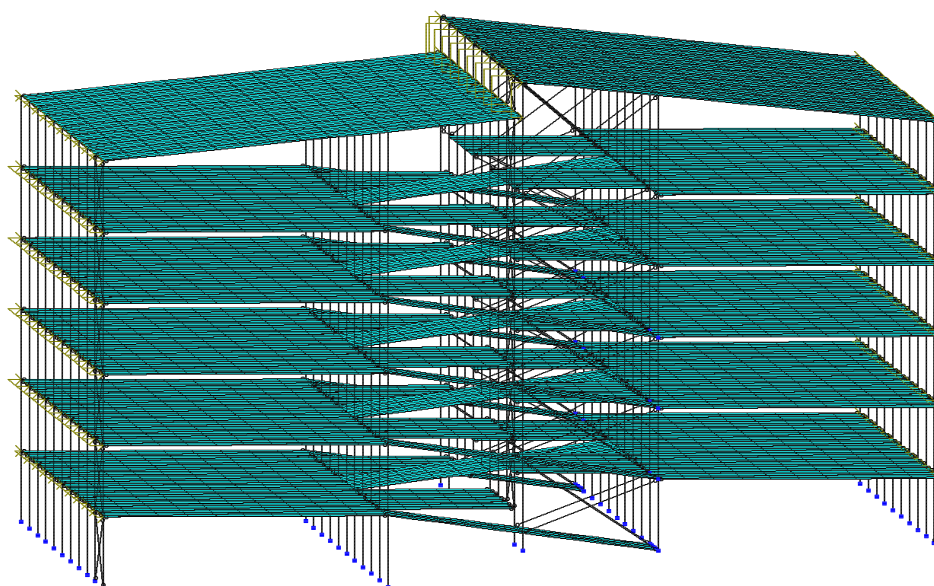


Рис. 7. Схема приложения ветровых нагрузок по оси Y (1 вариант)

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

К_И_06931925

Лист

10

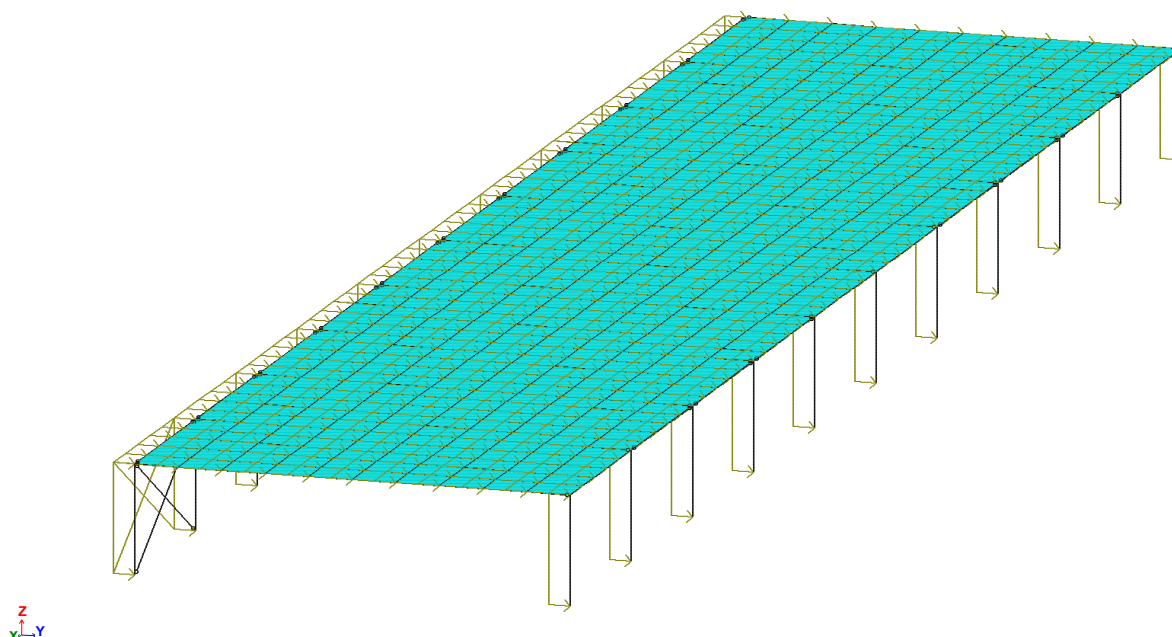


Рис. 8. Схема приложения ветровых нагрузок по оси Y для фрагмента модели (2 вариант)

Параметры расчета на ветровое воздействие с учетом пульсации

Строительные нормы: СП 20.13330.2011

Поправочный коэффициент: 1.00

Расстояние между поверхностью земли и минимальной аппликатой расчетной схемы: 0.00 м

Ветровой район строительства (табл. 11.1 СП 20.13330.2011): Район 1

Длина здания вдоль оси X: 54.00 м

Длина здания вдоль оси Y: 35.40 м

Тип местности (в соотв. с СП 20.13330.2011): Тип В

Тип здания: 0 - здания и сооружения

Логарифмический декремент колебаний: 0.15 (стальные конструкции)

Признак ориентации обдуваемой поверхности сооружения в расчетной схеме: 1 (Ветер вдоль оси X)

✓ ✗ ?

Рис. 9. Характеристики для расчета на пульсационное воздействие ветра

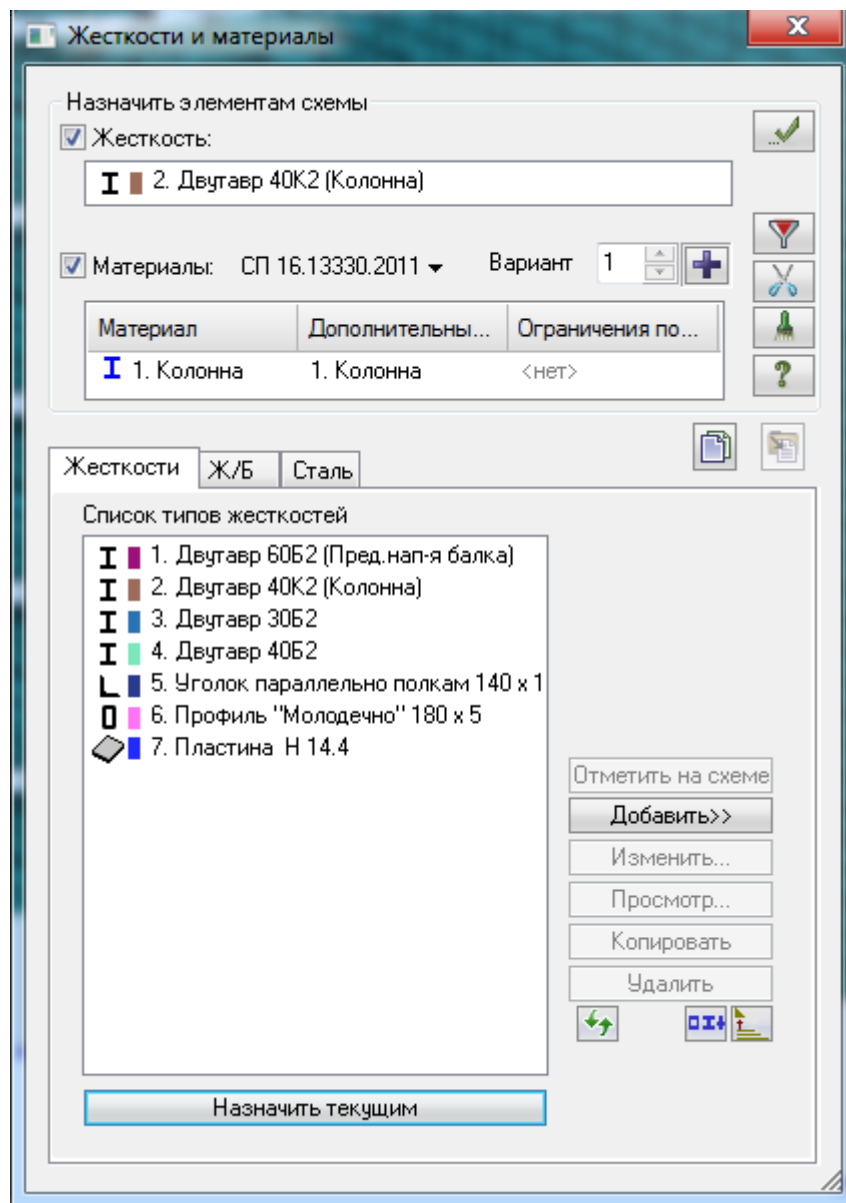


Рис. 10. Жесткости элементов

4. Расчет сталежелезобетонной плиты по профнастилу на прочность.

4.1. Общие характеристики плиты

Плита – неразрезная десятипролетная. Расчетный пролет – 5.4м.

В качестве несъемной опалубки принимаем профнастил Н75-750-0.8 из стали 08пс по ГОСТ Р 52246-2004. Расчетное сопротивление стали по пределу текучести $R_y=230\text{МПа}$, что, согласно СТО АРСС 11251254.001-2015, является наименьшим допустимым значением для профлиста, используемого в сталежелезобетонных плитах.

Модуль упругости $E_{st}=2.06 \cdot 10^5 \text{ МПа}$.

Бетон принимаем класса В25.

$R_b=14.5 \text{ МПа}$, $R_{bt}=1.05 \text{ МПа}$, $R_{b,ser}=18.5 \text{ МПа}$, $R_{bt,ser}=1.55 \text{ МПа}$.

Арматуру принимаем класса А300.

$R_s = R_{sc}=270\text{МПа}$, $E=2 \cdot 10^5 \text{ МПа}$.

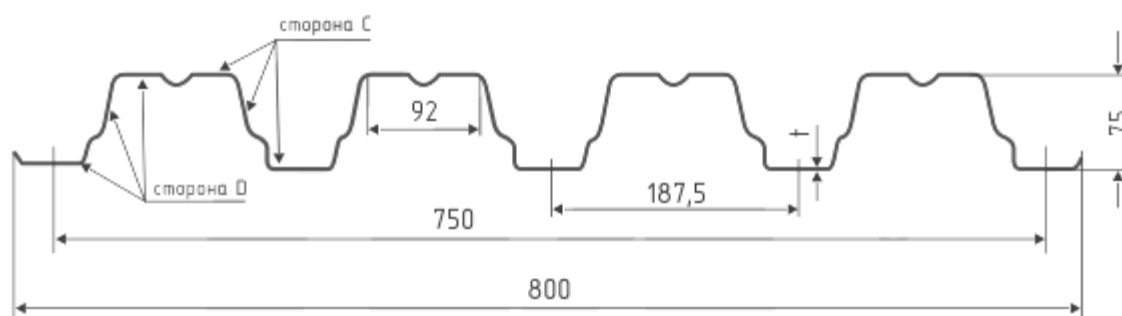


Рис. 11. Геометрические размеры сечения профнастила Н75-750-0.8

Геометрические характеристики для рабочей ширины профиля 750мм:

Площадь сечения $A=10\text{см}^2$

Момент инерции $I_x=114.9\text{см}^4$

Момент сопротивления при сжатых узких полках $W_x=25.8\text{см}^3$

Момент сопротивления при сжатых широких полках $W_x=28.5\text{см}^3$

Полную высоты плиты принимаем из условия жесткости равной 190мм, что не менее $\frac{l}{30} = \frac{5400}{30} = 180\text{мм}$.

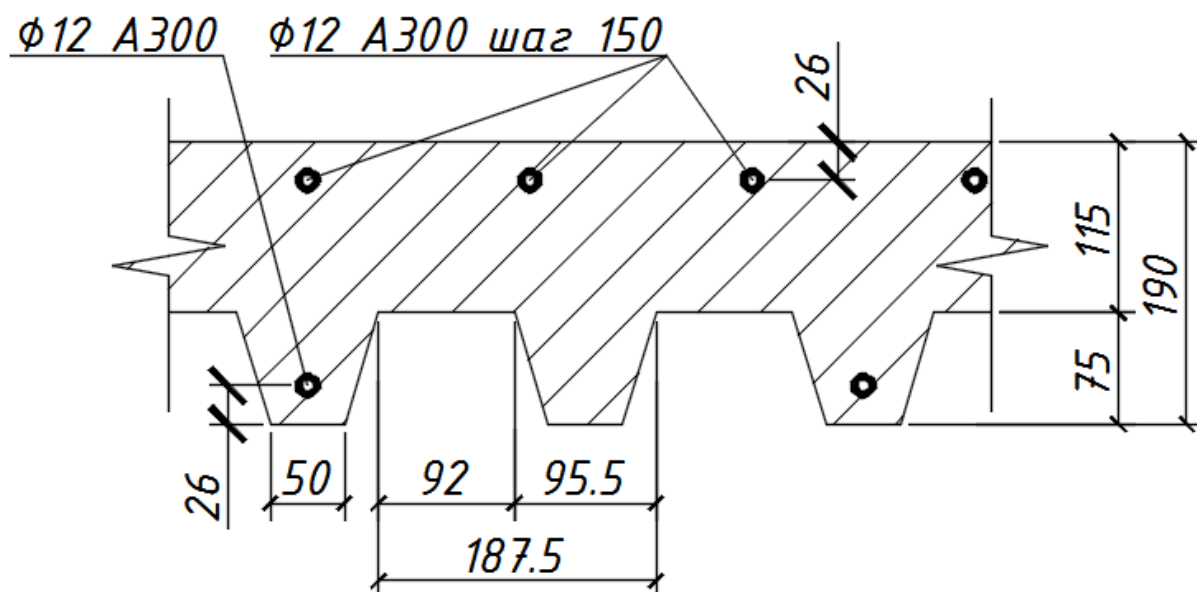


Рис. 12. Разрез опорной зоны плиты с расчетным армированием

4.2. Расчет прочности профнастила на стадии бетонирования

Приведенная толщина бетона в пределах высоты профнастила:

$$h_b = \frac{b+b'}{2S_n} = \frac{50+95.5}{2 \cdot 187.5} = 29 \text{ мм.}$$

Сбор нагрузок:

Таблица 2

Состав	Нормативная нагрузка, кН/м ²	Коэффициент надежности γ_f	Расчетная нагрузка, кН/м ²
1. Профнастил Н75-750-0.8	0.11	1.05	0.12
2. Бетон приведенной толщины	3.6	1.2	4.32
3. Монтажная нагрузка при подаче бетонной смеси бетоноводами	0.5	1.3	0.65
Итого	4.21		5.09

Чтобы исключить дополнительный прогиб профилированного настила на стадии бетонирования, перед укладкой бетонной смеси следует установить телескопические стойки с опорными подушками в середине пролета. Тогда расчетный пролет $l=2.7$ м. В предположении, что прогиб настила не превысит 1/10 высоты сечения плиты, дополнительную нагрузку от собственного веса свежееуложенного бетона не учитываем.

Расчетная нагрузка на 750 мм ширины:

$$q = b \cdot q_p = 0.75 \cdot 5.09 = 3.818 \text{ кН/м}$$

Максимальный изгибающий момент над опорой крайнего пролета:

$$M = \frac{ql^2}{8} = \frac{3.818 \cdot 2.7^2}{8} = 3.479 \text{ кНм};$$

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{3.479 \cdot 1000}{25.8} = 134.85 \text{ МПа} < R_y = 230 \text{ МПа}.$$

Прочность обеспечена.

4.3. Расчет на устойчивость стенок гофров на опорах

Значение поперечной силы:

$$Q = 0.5 \cdot k_1 \cdot q_p \cdot l \cdot S_n \cdot \gamma_{M1} = 0.5 \cdot 1.218 \cdot 5.09 \cdot 2.7 \cdot 0.1875 \cdot 1.25 = 1.962 \text{ кН, где}$$

$k_1 = 1.218$ для многопролетного настила;

$S_n = 0.1875 \text{ м}$ – шаг гофров настила;

$\gamma_{M1} = 1.25$ – коэффициент условий работы настила на промежуточной опоре.

Критическая поперечная сила, соответствующая потере местной устойчивости стенки гофра:

$$Q_{кр} = \alpha \cdot t_n^2 \sqrt{R_{yn} E_{st}} \left(1 - 0.1 \sqrt{\frac{r_n}{t_n}} \right) \left(0.5 + \sqrt{\frac{0.02 l_a}{t_n}} \right) \left(2.4 + \left(\frac{\theta}{90} \right)^2 \right) = 0.15 \cdot 0.8^2 \sqrt{230 \cdot 2.06 \cdot 10^5} \left(1 - 0.1 \sqrt{\frac{3}{0.8}} \right) \left(0.5 + \sqrt{\frac{0.02 \cdot 50}{0.8}} \right) \left(2.4 + \left(\frac{73}{90} \right)^2 \right) = 2636 \text{ Н} =$$

2.636 кН, где

α – коэффициент для промежуточных опор;

t_n – толщина настила;

r_n – радиус гиба;

l_a – расчетная ширина опоры настила;

θ – угол наклона стенки гофра в градусах.

$Q < Q_{кр}$, устойчивость стенок гофров обеспечена.

4.4. Расчет прогиба настила

Максимальный прогиб настила от нормативных нагрузок находим по формуле:

$$f = k_2 \frac{q_n l^4}{E_{st} I} = 0.0088 \cdot \frac{3.158 \cdot 270^4}{2 \cdot 10^5 \cdot 114.9} = 6.43 \text{ мм, где}$$

$$q_n = q_{норм} \cdot b = 4.21 \cdot 0.75 = 3.158 \text{ кН/м}.$$

Прогиб настила менее $h_{пл}/10 = 190/10 = 19 \text{ мм}$.

Допустимый прогиб:

$$[f] = l/200 = 2700/200 = 13.5 \text{ мм}$$

$f < [f]$, требования к настилу по деформативности выполняются.

4.5. Подбор рабочей арматуры

Расчет ведем на 1м ширины настила. Тогда значения распределенных нагрузок в кПа численно равны значениям погонных нагрузок в кН/м.

Площадь сечения настила на 1м ширины:

$$A_n = \frac{A}{b} * 1\text{м} = \frac{10}{0.75} * 1 = 13.33\text{см}^2.$$

Найдем предельную высоту сжатой зоны бетона:

$$\xi_R = \frac{0.8}{1 + \frac{\varepsilon_{s(n)}}{\varepsilon_{b2}}} = \frac{0.8}{1 + \frac{0.00135}{0.0048}} = 0.624, \text{ где}$$

ε_{b2} – относительная деформация бетона при сжатии для влажности воздуха 40-75%, что соответствует средней месячной влажности наиболее теплого месяца г.Москвы.

$\varepsilon_{s(n)}$ – наибольшая из предельных деформаций стали настила и арматуры:

$$\varepsilon_n = 0.001068$$

$$\varepsilon_{s.el} = \frac{R_s}{E} = \frac{270}{2 * 10^5} = 0.00135$$

$$\varepsilon_{s(n)} = \varepsilon_{s.el} = 0.00135$$

В первом приближении принимаем расстояние от нижней грани настила до равнодействующей растягивающих усилий равным 35мм. Тогда

$$h_0 = h - 35\text{мм} = 190 - 35 = 155\text{мм}.$$

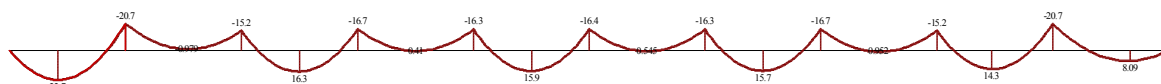
Для нахождения максимального изгибающего момента в пролете рассчитаем плиту как десятипролетную балку, загруженную постоянной нагрузкой в каждом пролете и временной – через пролет.

Загрузка 1



Рис. 13. Расчетная схема

					К_И_06931925	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		16



zy
Минимальное усилие: -20.736
Максимальное усилие: 22.6513

Рис. 14. Эпюра изгибающих моментов

Максимальный момент составляет 22.7кНм.

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{22.7}{14.5 \cdot 1 \cdot 0.155^2 \cdot 1000} = 0.06516$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0.06516} = 0.0674 < \xi_R = 0.624$$

Площадь продольной арматуры следует принимать поделенной на коэффициент приведения $\alpha_s = \frac{E_{st}}{E_s} = \frac{2.06 \cdot 10^5}{2 \cdot 10^5} = 1.03$.

Требуемую приведенную площадь растянутой арматуры находим из суммы проекций внутренних сил на ось плиты:

$$R_b b_f x = \gamma_c R_y A_n + R_s A_s^\alpha, \text{ где}$$

$\gamma_c = 0.4$ – коэффициент условий работы настилов без выштамповок на стенках гофров с двумя упорами в каждом гофре.

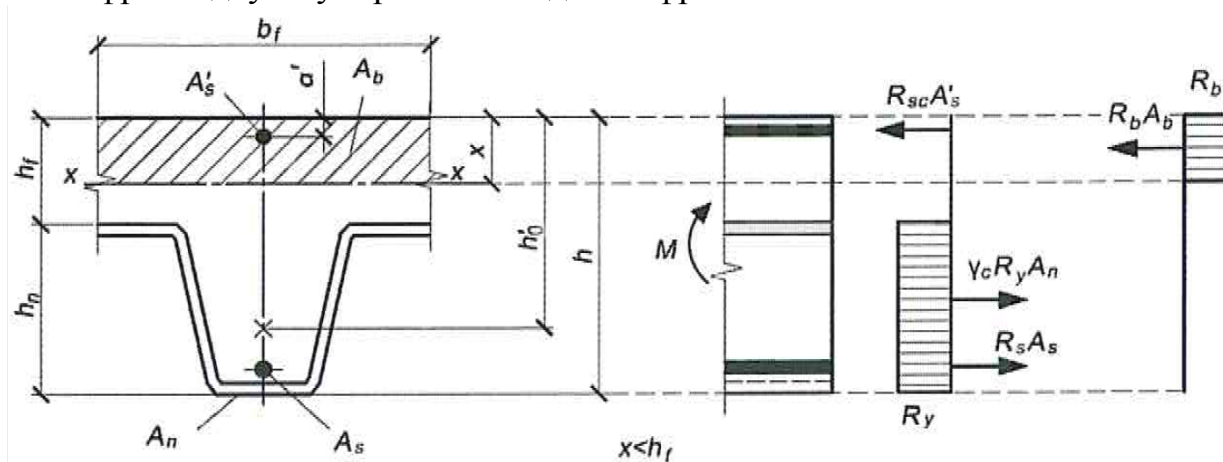


Рис. 15. Внутренние усилия в пролетном сечении плиты

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

К_И_06931925

Лист

17

$$A_s^\alpha = \frac{R_b b_f h_0 \xi - \gamma_c R_y A_n}{R_s} = \frac{14.5 \cdot 100 \cdot 15.5 \cdot 0.0674 - 0.4 \cdot 230 \cdot 13.333}{270} = 1.067 \text{ см}^2$$

Требуемая площадь арматуры:

$$A_s = A_s^\alpha \alpha_s = 1.067 \cdot 1.03 = 1.099 \text{ см}^2 .$$

В 1м ширины профнастил имеет $\frac{1000}{187.5} = 5.333$ гофров.

Устанавливаем арматуру диаметром 12мм через гофр, тогда фактическая приведенная площадь арматуры составит на 1м ширины:

$$A_s = \frac{A_{s1}}{\alpha_s} \cdot \frac{5.333}{2} = \frac{113.1}{1.03} \cdot 2.667 = 292.8 \text{ мм}^2 = 2.928 \text{ см}^2 > 1.067 \text{ см}^2;$$

на 1 гофр:

$$A_s = \frac{A_{s,м}}{5.333} = \frac{2.928}{5.333} = 0.549 \text{ см}^2.$$

Расстояние a от нижней грани настила до центра тяжести арматуры назначаем с учетом минимальной величины защитного слоя:

$$a = 20 \text{ мм} + \frac{d}{2} = 20 + \frac{12}{2} = 26 \text{ мм}.$$

Для нахождения максимального изгибающего момента на опоре рассчитаем плиту как десятипролетную балку, загруженную постоянной нагрузкой в каждом пролете и временной – в двух крайних пролетах и далее через пролет.

Загрузка 1



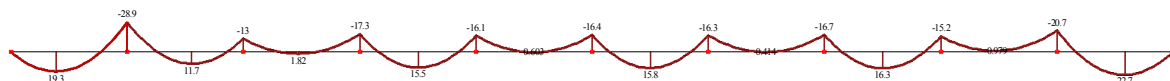
Рис. 16. Расчетная схема

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

К_И_06931925

Лист

18



З
y
x
Максимальное усилие: -28.901
Максимальное усилие: 22.612

Рис. 17. Эпюра изгибающих моментов

Максимальный изгибающий момент для 1м ширины составляет 28.9кНм. Далее расчет ведем для 1 гофра:

$$M = \frac{28.9}{5.333} = 5.419 \text{ кНм};$$

$$A_s = 0.549 \text{ см}^2, a' = 26 \text{ мм из расчета арматуры в пролете.}$$

Из предположения, что растянутая арматура будет иметь диаметр 12мм, рабочую высоту сечения назначаем равной:

$$h_0 = h - 26 \text{ мм} = 190 - 26 = 164 \text{ мм.}$$

Высоту сжатой зоны x находим из уравнения моментов. Так как значительная часть настила оказывается сжатой, его влияние не учитываем:

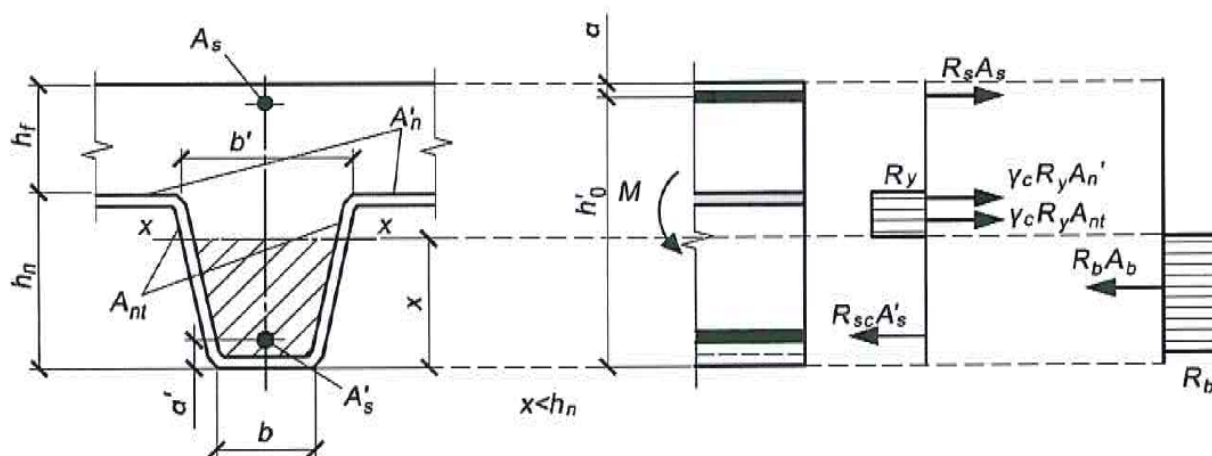


Рис. 18. Внутренние усилия в опорном сечении плиты

$$M = R_b \frac{(b + b')}{2} x (h_0 - 0.5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a')$$

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

К_И_06931925

Лист

19

$$5.419 = 14500 \frac{(0.05+0.0955)}{2} x(0.164 - 0.5x) + 270000 * 0.549 * 10^{-4}(0.164 - 0.026)$$

$$x = 0.0208\text{м.}$$

Из суммы проекций сил на ось плиты находим требуемую площадь арматуры:

$$A_s = \frac{R_b b x + R_{sc} A_s'}{R_s} = \frac{14.5 * 5 * 2.08 + 270 * 0.549}{270} = 1.108\text{см}^2.$$

Принимаем арматуру диаметром 12мм с шагом 150мм с фактической приведенной площадью на 1 гофр:

$$\frac{1.131}{1.03} * \frac{187.5}{150} = 1.37\text{см}^2.$$

4.6. Расчет прочности плиты по наклонным сечениям

Расчетная поперечная сила:

$$Q = \frac{qbl}{2} = \frac{8.83*0.1875*5.4}{2} = 4.47\text{кН.}$$

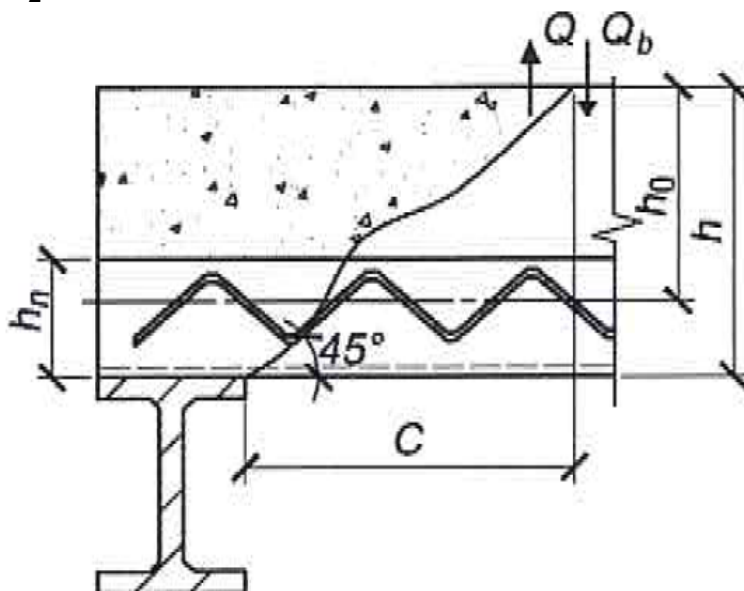


Рис. 19. Схема усилий в наклонном сечении

$$Q < 0.15R_b(b + b')h_0 = 0.15 * 14.5 * 1000 * (0.05 + 0.0955) * 0.164 = 51.9\text{кН.}$$

Условие выполняется.

Для нахождения поперечного усилия, воспринимаемого бетоном, принимаем самый опасный угол наклона трещины 45°. Тогда длина проекции наклонного сечения $c=h=190\text{мм}$.

$$Q_b = \frac{0.75R_{bt}(b+b')h_0^2}{c} = \frac{0.75*1.05*1000(0.05+0.0955)0.164^2}{0.19} = 16.22\text{кН.}$$

$Q < Q_b$, прочность плиты по наклонным сечениям обеспечена.

4.7. Проверка прочности сцепления настила с бетоном

Расчет прочности сцепления настила с бетоном ведем для крайнего пролета плиты. Так как применяемый настил не имеет рифов на поверхности, проверяем только сечение с наибольшим изгибающим моментом по схеме на рис. 13:

$$M < T_{an}z_n + \gamma_{an}R_sA_s z_s, \text{ где}$$

$M = M_{1м}b = 22.7 * 0.1875 = 4.256 \text{ кНм}$ – расчетный изгибающий момент на ширину одного гофра;

T_{an} – сопротивление анкерных упоров сдвигу бетона;

z_n, z_s – расстояния от равнодействующей усилия сжатия в сечении плиты до равнодействующей усилия растяжения в сечении настила и стержневой арматуры соответственно;

γ_{an} – коэффициент условий работы анкерной стержневой арматуры.

В качестве упоров принимаем стад-болты диаметром 12мм с расчетным сопротивлением стали болта 400МПа.

Приближенно ординату центра тяжести настила можно найти по формуле:

$$y = h_n \frac{b_1}{b + b_1} = 75 * \frac{92}{92 + 50} = 48.6 \text{ мм.}$$

Тогда, учитывая относительную высоту сжатой зоны ξ , найденную для пролетного сечения:

$$x = \xi h_0 = 0.0674 * 155 = 10.4 \text{ мм;}$$

$$z_n = h - y - \frac{x}{2} = 190 - 48.6 - \frac{10.4}{2} = 136.2 \text{ мм;}$$

$$z_s = h - a - \frac{x}{2} = 190 - 26 - \frac{10.4}{2} = 158.8 \text{ мм.}$$

Базовая длина анкерной стержневой арматуры согласно СП 63.13330.2012:

$$l_{0,an} = \frac{R_s A_s}{R_{bond} u_s} = \frac{270 * 113.1}{2.625 * 3.14 * 12} = 309 \text{ мм, где}$$

u_s – периметр сечения стержня;

$$R_{bond} = \eta_1 \eta_2 R_{bt} = 2.5 * 1 * 1.05 = 2.625 \text{ МПа, где}$$

$\eta_1 = 2.5$ – для горячекатанной и термомеханически обработанной арматуры периодического профиля;

$\eta_2 = 1$ – при диаметре арматуры $d < 32 \text{ мм}$.

Так как $L - h = 2700 - 190 = 2510 \text{ мм} > l_{0,an} = 309 \text{ мм}$, $\gamma_{an} = 1$.

Сопротивление анкерных упоров по условию среза болта:

$$T_{an1} = 0.64 R_y A_{an} n_{an} = 0.64 * 400 * 113 * 1 = 28928 \text{ Н, где}$$

$$A_{an} = \frac{\pi d^2}{4} = \frac{3.14 * 12^2}{4} = 113 \text{ мм}^2 \text{ – площадь поперечного сечения стад-болта;}$$

$n_{an} = 1$ – число стад-болтов в одной нижней полке настила.

Сопротивление анкерных упоров по условию скалывания бетона:

$$T_{an2} = \frac{1}{\gamma_\delta} 0.29 n_{an} \alpha d^2 \sqrt{R_b E_b} = \frac{1}{1.25} * 0.29 * 1 * 1 * 12^2 \sqrt{14.5 * 30000} = 22034 \text{ Н, где}$$

$\gamma_\delta = 1.25$ – коэффициент условий работы анкера;

					К_И_06931925	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		21

$$\alpha = 1 \text{ при } \frac{h_a}{d} > 4;$$

$E_b = 30000 \text{ МПа}$ – начальный модуль упругости бетона.

$$T_{an} = T_{an2} = 22034 \text{ Н.}$$

Проверяем условие:

$$M < T_{an} z_n + \gamma_{an} R_s A_s z_s,$$

$$4.256 \text{ кНм} < 22034 * 136.2 * 10^{-6} + 1 * 270 * 0.549 * 158.8 * 10^{-4} = 5.35 \text{ кНм.}$$

Сцепление настила с бетоном обеспечено.

4.8. Расчет плиты на продавливание колесом автомобиля

Согласно п.8.4.2 СП 20.13330.2011, при расчете плит перекрытий на продавливание наряду с равномерно распределенной нагрузкой Pt следует учитывать сосредоточенные нагрузки $Qt/2$, приложенные на две квадратные площадки стороной 100 мм, расположенные на расстоянии 1.8м друг от друга. Пирамиды продавливания от двух площадок не пересекаются, поэтому рассматриваем только 1 площадку. В запас прочности в работу включаем только слой бетона, расположенный над настилом. Тогда $h_0 = 115 \text{ мм}$.

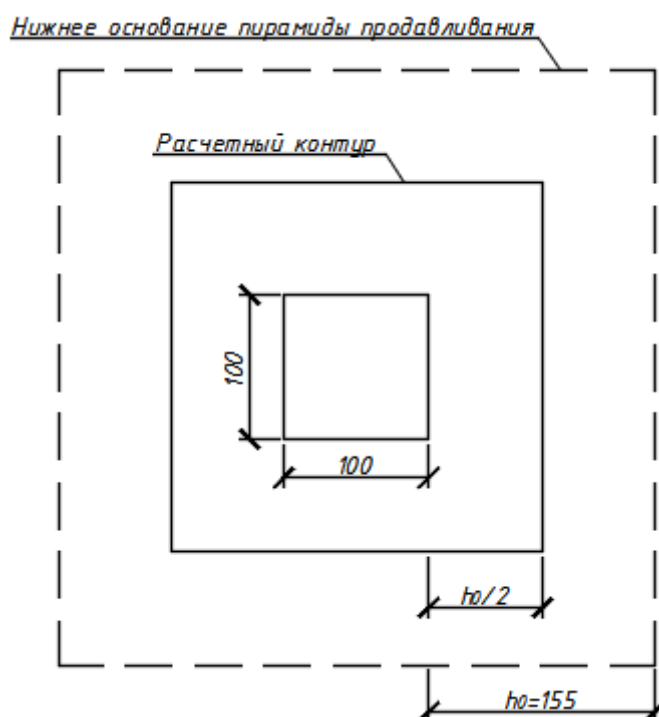


Рис. 20. Схема к расчету плиты на продавливание

Нормативное значение силы $Q_t = 20 \text{ кН}$, тогда расчетная продавливающая сила:

$$F = Q_t * \gamma_f / 2 = 20 * \frac{1.2}{2} = 12 \text{ кН};$$

$$A_b = u h_0 = 4 * (100 + 155) * 155 = 158100 \text{ мм}^2, \text{ где}$$

u – периметр контура расчетного поперечного сечения.

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

К_И_06931925

Лист

22

Проверяем условие:

$$F < R_{bt} * A_b;$$

$$12 \text{ кН} < 1.05 * \frac{158100}{1000} = 166 \text{ кН}.$$

Продавливания плиты не происходит.

4.9. Расчет плиты на раскрытие трещин

Так как в нижней части плита защищена от попадания влаги профнастилом, расчет на раскрытие трещин в пролете производить не требуется.

Расчет на образование трещин на опоре.

Максимальный изгибающий момент на опоре на ширину 1 гофра находим по схеме, показанной на рис. 21, аналогичной рис. 16 для нормативных значений постоянных и временных нагрузок:

$$p_{\text{норм}} = p_n b = 4.13 * 0.1875 = 0.774 \text{ кН/м};$$

$$v_{\text{норм}} = v_n b = 3.5 * 0.1875 = 0.656 \text{ кН/м}.$$



Рис. 21. Расчетная схема

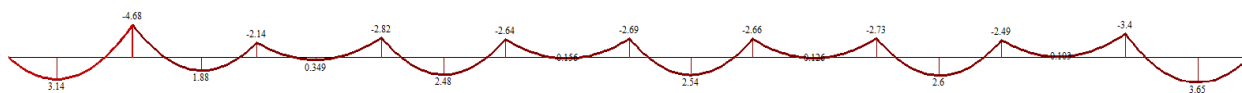


Рис. 22. Эпюра изгибающих моментов

Расчетный изгибающий момент равен 4.68 кНм.

Далее расчеты ведем согласно требованиям СП 63.13330.2012 без учета влияния сжатого настила.

$$A_b = h_{\text{прив}} b_{\text{гофр}} = 144 * 187.5 = 27000 \text{ мм}^2;$$

Коэффициент приведения арматуры к бетону:

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{2 * 10^5}{0.3 * 10^5} = 6.667;$$

$$A_{\text{red}} = A_b + \alpha (A_s + A_s') = 27000 + 6.667 * (137 + 54.9) = 28279 \text{ мм}^2;$$

Средняя ширина ребра:

$$b_r = \frac{50 + 95.5}{2} = 72.75 \text{ мм};$$

$$S_{\text{red}} = 75 * 72.75 * \left(190 - \frac{75}{2}\right) + \frac{187.5 * 115^2}{2} + 6.667 * (54.9 * (190 - 26) + 137 * 26) = 2155697 \text{ мм}^3;$$

$$y_t = \frac{S_{\text{red}}}{A_{\text{red}}} = \frac{2155697}{28279} = 76.23 \text{ мм};$$

$$y_c = h - y_t = 190 - 76.23 = 113.77 \text{ мм};$$

$$I_b = \frac{72.75 \cdot 75^3}{12} + 72.75 \cdot 75 \cdot \left(113.77 - \frac{75}{2}\right)^2 + \frac{187.5 \cdot 115^3}{12} + 187.5 \cdot 115 \cdot \left(76.23 - \frac{115}{2}\right)^2 = 65625314 \text{ мм}^4;$$

$$I_s = A_s (y_t - a)^2 = 137 \cdot (76.23 - 26)^2 = 345658 \text{ мм}^4;$$

$$I_s' = A_s' (y_c - a')^2 = 54.9 \cdot (113.77 - 26)^2 = 422926 \text{ мм}^4;$$

$$I_{red} = I_b + \alpha (I_s + I_s') = 65625314 + 6.667 \cdot (345658 + 422926) = 70749464 \text{ мм}^4;$$

$$W_{pl} = \gamma \frac{I_{red}}{y_t} = 1.3 \frac{70749464}{76.23} = 1206537 \text{ мм}^3, \text{ где}$$

$\gamma = 1.3$ – коэффициент влияния формы сечения (тавр).

$$M_{cr} = R_{bt,ser} W_{pl} = \frac{1.55 \cdot 1206537}{10^6} = 1.87 \text{ кНм} < M = 4.68 \text{ кНм}.$$

Требуется расчет на ширину раскрытия трещин.

$$E_{b,red} = \frac{R_{b,ser}}{\varepsilon_{b1,red}} = \frac{18.5}{0.0028} = 6607 \text{ МПа};$$

$$\alpha_{s1} = \frac{E_s}{E_{b,red}} = \frac{200000}{6607} = 30.27;$$

$$E_{s,red} = \frac{E_s}{\psi_s} = \frac{2 \cdot 10^5}{0.8} = 2.5 \cdot 10^5 \text{ МПа};$$

$$\alpha_{s2} = \frac{E_{s,red}}{E_{b,red}} = \frac{250000}{6607} = 37.84;$$

$$\mu_s = \frac{A_s}{bh_0} = \frac{137}{72.75 \cdot 164} = 0.0115;$$

$$\mu_s' = \frac{A_s'}{bh_0} = \frac{54.9}{72.75 \cdot 164} = 0.0046;$$

$$x_m = h_0 \left[\sqrt{(\mu_s \alpha_{s2} + \mu_s' \alpha_{s1})^2 + 2 \left(\mu_s \alpha_{s2} + \mu_s' \alpha_{s1} \frac{a}{h_0} \right)} - (\mu_s \alpha_{s2} + \mu_s' \alpha_{s1}) \right] =$$

$$164 \cdot \left[\sqrt{(0.0115 \cdot 37.84 + 0.0046 \cdot 30.27)^2 + 2 \left(0.0115 \cdot 37.84 + 0.0046 \cdot 30.27 \frac{26}{164} \right)} - (0.0115 \cdot 37.84 + 0.0046 \cdot 30.27) \right] = 88.75 \text{ мм};$$

$$I_b = \frac{72.75 \cdot 88.75^3}{3} = 16951839 \text{ мм}^4;$$

$$I_s = A_s (h_0 - x_m)^2 = 137 \cdot (164 - 88.75)^2 = 775771 \text{ мм}^4;$$

$$I_s' = A_s' (x_m - a')^2 = 54.9 \cdot (88.75 - 26)^2 = 216172 \text{ мм}^4;$$

$$I_{red} = I_b + I_s \alpha_{s2} + I_s' \alpha_{s1} = 16951839 + 775771 \cdot 37.84 + 216172 \cdot 30.27 = 52850540 \text{ мм}^4.$$

Напряжение в арматуре:

$$\sigma_s = \frac{M(h_0 - x_m) \alpha_{s1}}{I_{red}} = \frac{4.68 \cdot (164 - 88.75) \cdot 30.27 \cdot 10^6}{52850540} = 201.7 \text{ МПа}.$$

Площадь сечения растянутого бетона:

$$A_{bt} = b(h - x_m) = 72.75 \cdot (190 - 88.75) = 7366 \text{ мм}^2;$$

Базовое расстояние между трещинами:

$$l_s = 0.5 \frac{A_{bt}}{A_s} d_s = 0.5 \cdot \frac{7366}{137} \cdot 12 = 323 \text{ мм}.$$

$$\psi_s = 1 - 0.8 \frac{M_{crc}}{M} = 1 - 0.8 * \frac{1.87}{4.68} = 0.68.$$

$$a_{crc1} = \varphi_1 \varphi_2 \varphi_3 \psi_s \frac{\sigma_s}{E_s} l_s = 1.4 * 1 * 0.5 * 0.68 * \frac{201.7}{2 * 10^5} * 323 = 0.155 \text{ мм} < 0.3 \text{ мм}.$$

Ширина раскрытия трещин в опорной зоне не превышает допустимых значений.

4.10. Расчет прогиба плиты

Внутренние усилия находим по схеме, показанной на рис. 23, аналогичной рис. 13 для нормативных значений постоянных и временных нагрузок:

$$p_{\text{норм}} = p_n b = 4.13 * 0.1875 = 0.774 \text{ кН/м};$$

$$v_{\text{норм}} = v_n b = 3.5 * 0.1875 = 0.656 \text{ кН/м}.$$



Рис. 23. Расчетная схема

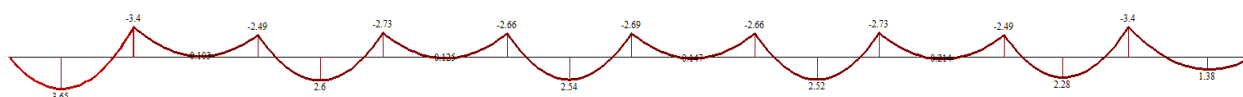


Рис. 24. Эпюра изгибающих моментов

Изгибающий момент на опоре равен 3.4 кНм, в пролете – 3.65 кНм.

Расчет кривизны на опоре:

Приведенный момент инерции опорного сечения плиты был рассчитан ранее – $I_{red} = 52850540 \text{ мм}^4$.

$$D = E_{b,red} I_{red} = 6607 * 52850540 * 10^{-9} = 349.18 \text{ кНм}^2;$$

$$\frac{1}{r} = \frac{M}{D} = \frac{3.4}{349.18} = 0.0097371 \text{ м}^{-1}.$$

Расчет кривизны в пролете:

Площадь 1 гофра $A_n = 250 \text{ мм}^2$.

Находим ординату равнодействующей сил растяжения в арматуре и настиле:

$$y = \frac{\alpha A_n y_n + A_s a}{\alpha A_n + A_s} = \frac{1.03 * 250 * 48.6 + 54.9 * 26}{1.03 * 250 + 54.9} = 44.6 \text{ мм} \approx 47 \text{ мм}.$$

$$h_0 = h - y = 190 - 47 = 143 \text{ мм};$$

Приведенная площадь растянутой арматуры:

$$A_s = \alpha A_n + A_{s1} = 1.03 * 250 + 54.9 = 312.4 \text{ мм}^2.$$

$$\mu_s = \frac{A_s}{b h_0} = \frac{312.4}{72.75 * 143} = 0.03;$$

$\mu_f' = \frac{A_f'}{bh_0} = \frac{(187.5-72.75)*115}{72.75*143} = 1.2685$, где μ_f' – площадь свесов полки таврового сечения.

$$x_m = h_0 \left[\sqrt{(\mu_s \alpha_{s2} + \mu_f')^2 + 2 \left(\mu_s \alpha_{s2} + \mu_f' \frac{h_f'}{2h_0} \right) - (\mu_s \alpha_{s2} + \mu_f')} \right] = 143 * \left[\sqrt{(0.03 * 37.84 + 1.2685)^2 + 2 \left(0.03 * 37.84 + 1.2685 \frac{115}{2*143} \right) - (0.03 * 37.84 + 1.2685)} \right] = 86.9 \text{ мм};$$

$$I_b = \frac{187.5 * 86.9^3}{3} = 41014682 \text{ мм}^4;$$

$$I_s = A_s (h_0 - x_m)^2 = 312.4 * (143 - 86.9)^2 = 983188 \text{ мм}^4;$$

$$I_{red} = I_b + I_s \alpha_{s2} = 41014682 + 983188 * 37.84 = 78218531 \text{ мм}^4.$$

$$D = E_{b,red} I_{red} = 6607 * 78218531 * 10^{-9} = 516.79 \text{ кНм}^2;$$

$$\frac{1}{r} = \frac{M}{D} = \frac{3.65}{516.79} = 0.0070628 \text{ м}^{-1}.$$

Находим прогиб плиты:

$$f_m = f_n + f_{rc} + f_{add}, \text{ где}$$

f_n – максимальный прогиб настила от нормативных нагрузок на стадии укладки бетонной смеси. Равен нулю, так как при бетонировании в середине пролета плиты устанавливаются телескопические подпорки;

f_{rc} – прогиб плиты от постоянной и временной нагрузок на стадии эксплуатации;

f_{add} – дополнительный прогиб плиты за счет податливости анкерных связей.

$$f_{rc} = \left[\frac{5}{48} \left(\frac{1}{r_{max}} \right) - 0.5 \left(\frac{1}{r_{sup}} \right) \left(\frac{1}{8} - \frac{5}{48} \right) \right] l_0^2 = \left[\frac{5}{48} * 0.0070628 - 0.5 * 0.0097371 * \left(\frac{1}{8} - \frac{5}{48} \right) \right] 5.4^2 = 18.5 \text{ мм}.$$

Коэффициент жесткости анкера:

$$\varepsilon_a = 0.15 * n_{an} * d * E_b = 0.15 * 1 * 12 * 30000 = 54000 \text{ МПа} * \text{мм};$$

$$\Delta = \frac{M * A_n}{(h_0 - 0.5x)(\gamma_c A_n + A_s) \varepsilon_a} = \frac{3.65 * 250 * 10^6}{(143 - 0.5 * 86.9) * (0.4 * 250 + 54.9) * 54000} = 1.096 \text{ мм}.$$

$$\frac{1}{r_{add}} = \frac{k' \Delta}{0.75 l h_0} = \frac{1.5 * 1.096}{0.75 * 5.4 * 143} = 0.002838 \text{ м}^{-1}, \text{ где}$$

$k'=1.5$ – коэффициент для крайних пролетов неразрезных плит.

$$f_{add} = \left(\frac{1}{r_{add}} \right) \delta l^2 = 0.002838 * 0.125 * 5.4^2 = 0.0102 \text{ м} = 10.2 \text{ мм}.$$

Окончательно, прогиб плиты составит:

$$f_m = 0 + 18.5 + 10.2 = 28.7 \text{ мм}.$$

Допустимый прогиб для пролета 5.4м составит:

$$[f] = \frac{l}{187.5} = \frac{5400}{187.5} = 28.8 \text{ мм}.$$

Прогиб плиты меньше допустимого.

5. Расчет предварительно напряженной балки перекрытия

Расчетный пролет балки равен расстоянию между осями колонн, уменьшенному на ширину сечения колонны:

$$l = 12 - 0.4 = 11.6 \text{ м.}$$

Для того, чтобы балка большого пролета удовлетворяла требованиям эксплуатационной пригодности, выполняем ее предварительно напряженной. Технологический процесс изготовления балки состоит в следующем: два элемента таврового сечения выгибаются на стенде с помощью системы траверс условно равномерно распределенной нагрузкой. Тавры свариваются в изогнутом положении по примыкающим кромкам, после чего нагрузка снимается. Торцы балки обрабатываются, привариваются опорные ребра.

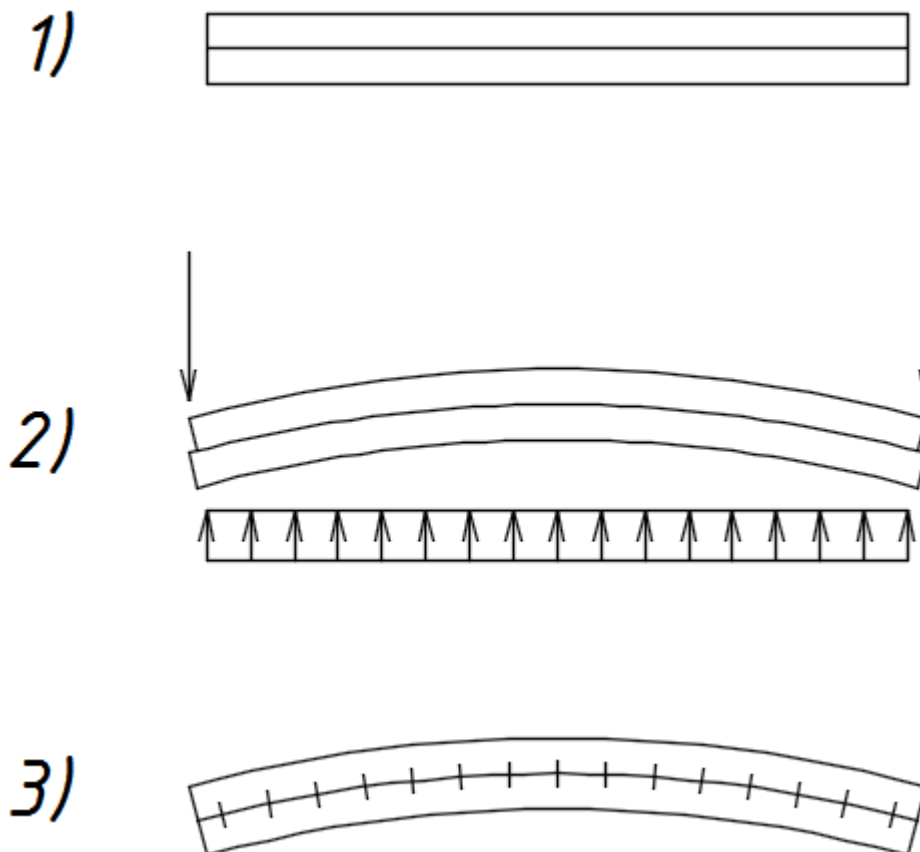


Рис. 25. Технология предварительного напряжения балки

5.1. Подбор сечения

Принимаем сталь марки С345, $R_y = 320 \text{ МПа}$.

Расчетная погонная нагрузка на балку:

$$q = q_p b = 8.83 * 5.4 = 47.682 \text{ кН/м.}$$

$$M = \frac{ql^2}{8} = \frac{47.682 * 11.6^2}{8} = 802.01 \text{ кНм.}$$

$$W = \frac{M}{R_y} = \frac{802.01 * 1000}{320} = 2506.29 \text{ см}^3.$$

Условие прочности удовлетворяет двутавр 60Б1 с $W=2656 \text{ см}^3$. Продольной разрезкой данного профиля пополам получают тавры 30БТ1. Поэтому формируем преднапряженную балку из двух тавров 30БТ1. Геометрические характеристики тавра:

$$h = 29.3 \text{ см, } b = 23 \text{ см, } s = 1 \text{ см, } t = 15.5 \text{ см, } A = 65.87 \text{ см}^2, I_x = 5199 \text{ см}^4, W_{x,\min} = 233.1 \text{ см}^3, W_{x,\max} = 743.2 \text{ см}^3, z_0 = 7 \text{ см.}$$

Масса погонного метра – 51.71 кг. Тогда погонная нагрузка от собственного веса балки:

$$q_c^{\text{норм}} = 2mg = 2 * 51.71 * 9.81 * 10^{-3} = 1.015 \text{ кН/м;}$$

$$q_c = \gamma_a q_c^{\text{норм}} = 1.05 * 1.015 = 1.066 \text{ кН/м;}$$

С учетом собственного веса балки расчетная нагрузка:

$$q = q' + q_c = 47.682 + 1.066 = 48.748 \text{ кН/м;}$$

Нормативные постоянная и временная нагрузки:

$$p_n = p_n' b + q_c^{\text{норм}} = 4.13 * 5.4 + 1.015 = 23.317 \text{ кН/м;}$$

$$v_n = v_n' b = 3.5 * 5.4 = 18.9 \text{ кН/м;}$$

5.2. Расчет нагрузки предварительного напряжения

Далее индекс «m» обозначает характеристику сечения одного тавра, а индекс «b» – характеристику составного сечения из двух тавров. Вычислим геометрические характеристики составного сечения:

$$I_b = 2(I_m + A_m(h - z_0)^2) = 2 * (5199 + 65.87 * (29.3 - 7)^2) = 75911 \text{ см}^4.$$

$$W_b = \frac{I_b}{h} = \frac{75911}{29.3} = 2590.8 \text{ см}^3.$$

Работу балки на стадии преднапряжения можно представить следующим образом: к каждому тавровому элементу прикладывается нагрузка $q_{\text{пред}}$, элементы получают прогиб и начальные напряжения. Снятие нагрузки после сварки равнозначно приложению к составному сечению нагрузки $2q_{\text{пред}}$ в противоположном направлении. Основываясь на описанной двухстадийной работе, подберем величину нагрузки преднапряжения $q_{\text{пред}}$ такой, чтобы прогиб балки после преднапряжения был равен ее прогибу от постоянных нагрузок. В таком случае после устройства монолитной плиты и стяжки балка займет строго горизонтальное положение. Дополнительный прогиб будет создаваться только полезной нагрузкой.

Уравнение равенства прогибов:

$$-\frac{5}{384} \frac{2q_{\text{пред}} l^4}{EI_b} + \frac{5}{384} \frac{q_{\text{пред}} l^4}{EI_m} = \frac{5}{384} \frac{p_n l^4}{EI_b}, \text{ после преобразования}$$

$$q_{\text{пред}} = \frac{p_n}{\frac{I_b}{I_m} - 2} = \frac{23.317}{\frac{75911}{5199} - 2} = 1.85 \text{ кН/м.}$$

					К_И_06931925	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		28

5.3. Проверка прочности балки

Так как преднапряжение разгружает крайние волокна балки, при проверке их прочности используем расчетное значение напрягающей нагрузки с учетом его возможного неблагоприятного отклонения в меньшую сторону:

$$q_{\text{пред,р}} = q_{\text{пред}} * 0.95 = 1.85 * 0.95 = 1.758 \text{ кН/м.}$$

Момент преднапряжения:

$$M_{\text{пред}} = \frac{q_{\text{пред,р}} l^2}{8} = \frac{1.758 * 11.6^2}{8} = 29.57 \text{ кНм.}$$

Сжимающее напряжение в нижней фибре балки после изготовления:

$$\sigma_{\text{пред}} = -\frac{M_{\text{пред}}}{W_{m,\text{max}}} + \frac{2M_{\text{пред}}}{W_b} = \left(-\frac{29.57}{743.2} + \frac{2*29.57}{2590.8} \right) * 1000 = -16.96 \text{ МПа.}$$

Напряжение в нижней фибре на стадии эксплуатации:

$$\sigma = \frac{M}{W_b} + \sigma_{\text{пред}} = \frac{819.94}{2590.8} * 1000 - 16.96 = 299.52 \text{ МПа} < R_y = 320 \text{ МПа, где}$$

$$M = \frac{ql^2}{8} = \frac{48.748 * 11.6^2}{8} = 819.94 \text{ кНм} - \text{расчетный изгибающий момент.}$$

Для проверки нормальных и касательных напряжений в середине стенки и расчета сварного шва используем расчетное значение напрягающей нагрузки с учетом его возможного неблагоприятного отклонения в большую сторону:

$$q_{\text{пред,р}} = q_{\text{пред}} * 1.05 = 1.85 * 1.05 = 1.94 \text{ кН/м.}$$

Момент преднапряжения:

$$M_{\text{пред}} = \frac{q_{\text{пред,р}} l^2}{8} = \frac{1.94 * 11.6^2}{8} = 32.63 \text{ кНм.}$$

Максимальное напряжение в тавре после выгиба:

$$\sigma_{\text{пред}} = \frac{M_{\text{пред}}}{W_{m,\text{min}}} = \frac{32.63}{233.1} * 1000 = 139.99 \text{ МПа} < R_y = 320 \text{ МПа.}$$

Касательные напряжения в середине стенки от снятия преднапрягающей и действия эксплуатационной нагрузок суммируются. Поэтому касательные напряжения вычисляем от действия суммарной нагрузки $2q_{\text{пред}} + q$. При вычислении поперечной силы расчетный пролет составляет 12м:

$$Q = \frac{(2q_{\text{пред}} + q)l}{2} = \frac{(2*1.94 + 48.748)*12}{2} = 315.77 \text{ кН;}$$

$$\tau = \frac{QS_x}{I_{bs}} = \frac{315.77 * 65.87 * (29.3 - 7)}{75911 * 1} * 10 = 61.1 \text{ МПа} < 0.58 R_y = 0.58 * 320 =$$

185.6 МПа.

Так как верхний сжатый пояс раскреплен жестким диском перекрытия, расчет на общую устойчивость балки не производим. Так как тавры прокатные, местная устойчивость полок и стенки обеспечена.

Все условия прочности и устойчивости выполняются.

5.4. Расчет сварного шва балки

Для автоматической сварки выбираем сварочную проволоку Св-10ГА по ГОСТ 2246 под флюсом АН-17-М по ГОСТ 9087.

$$R_{wf} = 215 \text{ МПа, } R_{wz} = 0.45 R_{un} = 211.5 \text{ МПа.}$$

					К_И_06931925	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		29

Для автоматической сварки $\beta_f = 1.1$; $\beta_z = 1.15$.

$\beta_f R_{wf} = 236.5 \text{ МПа}$;

$\beta_z R_{wz} = 243.225 \text{ МПа}$, расчет ведем по $\beta_f R_{wf}$.

$$k_f = \frac{\tau_s}{2\beta_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c} = \frac{185.6 \cdot 10}{2 \cdot 236.5 \cdot 1 \cdot 1} = 3.92 \text{ мм} \approx 4 \text{ мм}.$$

Катеты двух сварных швов, соединяющих тавровые элементы, назначаем равными 4мм, что соответствует минимальной их величине при автоматической сварке элементов толщиной 10мм.

5.5. Проверка прогиба преднапряженной балки

Как было отмечено ранее, прогиб балки вычисляем от действия только временной нагрузки.

$$f = \frac{5}{384} \frac{v_n l^4}{EI_b} = \frac{5}{384} \frac{18.9 \cdot 11.6^4 \cdot 1000}{2.06 \cdot 75911} = 28.5 \text{ мм}.$$

Допустимый прогиб:

$$[f] = \frac{l}{250} = \frac{11600}{250} = 46.4 \text{ мм}.$$

$f < [f]$, балка удовлетворяет эксплуатационным требованиям.

6. Подбор сечения балок

По расчетным сочетаниям усилий в ПК ЛИРА-САПР подобраны двутавровые балки с параллельными гранями полок по ГОСТ 26020-83:

Для пролета 5.7м – 40Б2;

Для рам – 40Б2 и 30Б2 (см. графическую часть)

					К_И_06931925	Лист
						30
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		

7. Подбор сечения колонны

Подбор сечения колонны по РСУ также осуществлен автоматически в ПК ЛИРА-САПР:

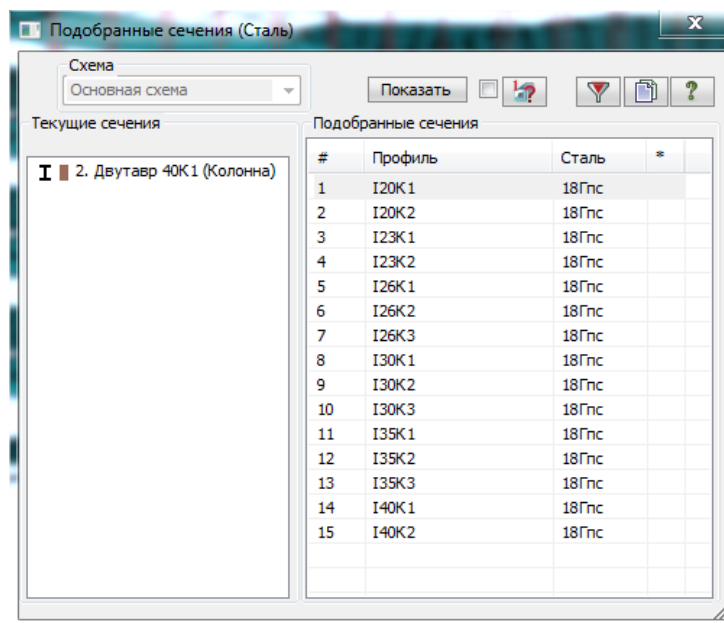


Рис. 26. Подобранные сечения

Колонны двутавровые 40К2 по ГОСТ 26020-83.

8. Подбор сечения распорок и связей

Сечение распорок выбираем из условия гибкости $\lambda \leq 80$. Расчетная длина распорки – 5400мм.

$$i = \frac{l}{\lambda} = \frac{5400}{80} = 67.5 \text{ мм.}$$

Выбираем профиль гнутый сварной квадратный «Молодечно» 180х5мм по ГОСТ 30245-2003, имеющий радиус инерции $i=71.1$ мм.

Сечение связей подбираем из условия максимальной гибкости для растянутых связей $\lambda \leq 300$. Расчетная длина самой длинной связи – 7485мм.

$$i = \frac{l}{\lambda} = \frac{7485}{300} = 24.95 \text{ мм.}$$

Выбираем уголок равнополочный 140х9мм по ГОСТ 8509-72, имеющий минимальный радиус инерции $i=27.9$ мм.

9. Расчет узлов

1) Опорный узел преднапряженной балки. В связи с высокими значениями нагрузок и для более четкой передачи усилия на колонну выполняем стык через опорное ребро из листа.

$$Q = \frac{ql}{2} = \frac{48.748 \cdot 12}{2} = 292.49 \text{ кН;}$$

Требуемая толщина ребра балки из условия смятия:

$$t = \frac{Q}{R_p b} = \frac{292.49 \cdot 1000}{351 \cdot 250} = 3.4 \text{ мм.}$$

Толщину ребра назначаем из условия свариваемости 16мм. Толщину опорного столика назначаем с учетом наличия полиуретановой прокладки толщиной 5мм равной 25мм.

Катет флангового шва столика назначаем минимально допустимый – 5мм. Для стали С255 и ручной сварки электродом Э42:

$$\beta_f = 0.7; \beta_z = 1.$$

$$\beta_f R_{wf} = 0.7 \cdot 180 = 126 \text{ МПа;}$$

$$\beta_z R_{wz} = 1 \cdot 166.5 = 166.5 \text{ МПа, расчет ведем по } \beta_f R_{wf}.$$

Необходимая длина шва:

$$l_w = \frac{Q}{2\beta_f R_{wf} k_f \gamma_{wf} \gamma_c} + 10 \text{ мм} = \frac{292.49 \cdot 1000}{2 \cdot 0.7 \cdot 180 \cdot 5 \cdot 1 \cdot 1} + 10 = 243 \text{ мм.}$$

$$l_w = 245 \text{ мм.}$$

2) Опорный узел балки под рампой. Свободное опирание осуществляем на тавровый столик. С помощью команды «Нагрузка на фрагмент» находим поперечную силу на опоре – $Q = 166.58 \text{ кН}$. Ребро принимаем толщиной 10мм. Длину площадки опирания находим из условия смятия стенки балки:

$$l = \frac{Q}{R_p t} = \frac{166.58 \cdot 1000}{351 \cdot 7.5} = 64 \text{ мм.}$$

Катет флангового шва вертикального ребра назначаем минимально допустимый – 4мм.

Необходимая длина шва:

$$l_w = \frac{Q}{2\beta_f R_{wf} k_f \gamma_{wf} \gamma_c} + 10 \text{ мм} = \frac{166.58 \cdot 1000}{2 \cdot 0.7 \cdot 180 \cdot 4 \cdot 1 \cdot 1} + 10 = 176 \text{ мм.}$$

$$l_w = 180 \text{ мм.}$$

3) Расчет узла примыкания связей. Толщина фасонки из условия свариваемости 8мм. По данным РСУ максимальное усилие в связи – 80.2кН.

Катет флангового шва вертикального ребра назначаем минимально допустимый – 4мм.

Необходимая длина шва по обушке:

$$l_w = \frac{N(b-z_0)}{b\beta_f R_{wf} k_f \gamma_{wf} \gamma_c} + 10 \text{ мм} = \frac{80.2 \cdot 1000 \cdot (140 - 37.8)}{140 \cdot 0.7 \cdot 180 \cdot 4 \cdot 1 \cdot 1} + 10 = 127 \text{ мм.}$$

Необходимая длина шва по перу:

$$l_w = \frac{N z_0}{b\beta_f R_{wf} k_f \gamma_{wf} \gamma_c} + 10 \text{ мм} = \frac{80.2 \cdot 1000 \cdot 37.8}{140 \cdot 0.7 \cdot 180 \cdot 4 \cdot 1 \cdot 1} + 10 = 53 \text{ мм.}$$

$$l_w = 180 \text{ мм.}$$

4) Стык колонн на накладках. Расчитываем стык колонн на уровне 3 этажа на отм. +6.500. Расчетное сочетание нагрузок (РСН) для расчета стыка

					К_И_06931925	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		32

составлено из постоянной нагрузки с понижающим коэффициентом надежности по нагрузке 0.9, статической и пульсационной составляющих ветровой нагрузки, чтобы добиться комбинации минимальной продольной силы и максимального изгибающего момента в колонне.

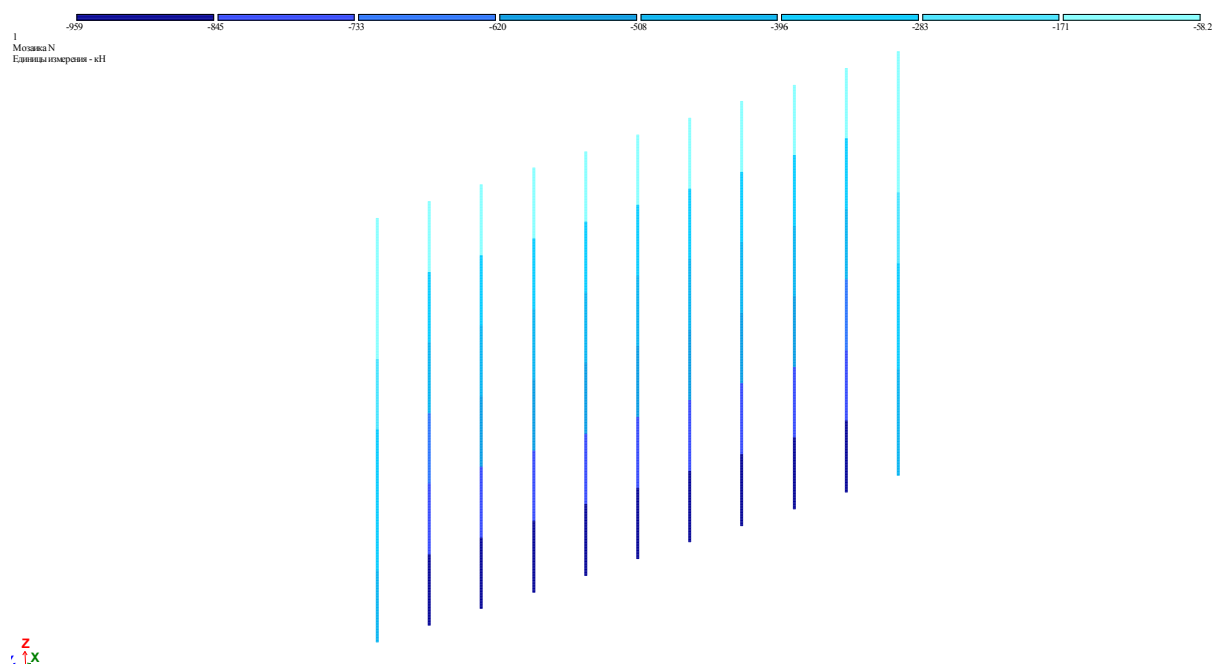


Рис. 27. Мозаика N для РСН

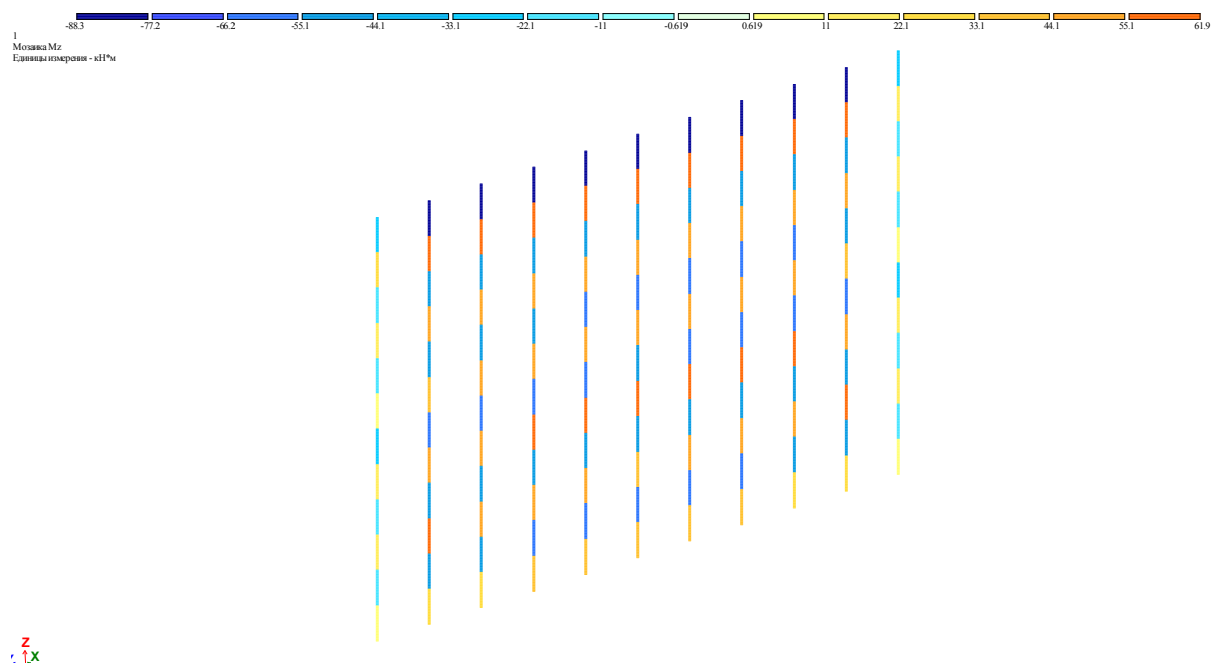


Рис. 28. Мозаика М для РСН

Для колонны 3-го этажа $N = -775.85 \text{ кН}$, $M = 57.66 \text{ кНм}$.

Находим высоту сжатой зоны x из суммы моментов относительно накладки (границ колонны):

					К_И_06931925	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		33

$$N \frac{h}{2} + M = R_y b x \left(h - \frac{x}{2} \right);$$

$$775.85 * \frac{0.4}{2} + 57.66 = 240000 * 0.4 * x \left(0.4 - \frac{x}{2} \right);$$

$$x = 0.0056 \text{ м.}$$

Усилие, воспринимаемое накладкой:

$$N_n = R_y b x - N = 240000 * 0.4 * 0.0056 - 775.85 = -238.25 \text{ кН.}$$

Усилие отрицательное, значит накладки не работают на растяжение. Накладки устанавливаем из конструктивных соображений.

5) Расчет анкерных болтов. Из РСН, описанного выше находим расчетные усилия в колонне 1 этажа:

$$N = -920.73 \text{ кН, } M = 36.42 \text{ кНм.}$$

Эксцентриситет продольной силы:

$$e = \frac{M}{N} = \frac{36.42}{920.73} = 0.0396 \text{ м} = 3.96 \text{ см.}$$

Ядровое расстояние:

$$\rho = \frac{W}{A} = \frac{3207}{210.96} = 15.2 \text{ см.}$$

$e < \rho$, поэтому анкерные болты устанавливаем по конструктивным соображениям.