

**Методические указания
по выполнению курсового проекта №2
для специальности 290300**

на тему:

«Проектирование железобетонных конструкций одноэтажного промышленного здания с мостовыми кранами»

Занятие 2.

Компоновка поперечной рамы и сбор нагрузок

КАЗАНЬ, 2007

Занятие 2. Сбор нагрузок на раму. Статический расчет поперечной рамы на ветровую нагрузку. Статический расчет стропильной конструкции.

Контрольные вопросы.

1. В чем заключается конструктивная особенность одноэтажных промышленных зданий?
2. Из каких конструктивных элементов состоит каркас одноэтажного промышленного здания?
3. В чем заключается компоновка поперечной рамы промышленного здания?
4. Как обеспечивается пространственная жесткость каркаса в продольном и поперечном направлении?
5. На какие нагрузки рассчитывается каркас одноэтажного промышленного здания?
6. Как определяются нагрузки на поперечную раму?

Пример расчета.

В качестве примера рассмотрим следующий вариант задания на курсовой проект:

1. Шаг колонн в продольном направлении, м	6	13. Класс арм-ры сборных ненапр. конструкций	A300
2. Число пролетов в продольном направлении	5	14. Класс предв. напрягаемой арматуры	K1200
3. Число пролетов в продольном направлении	2	15. Тип и толщина стеновых панелей	ПСП-240
4. Высота до низа стропильной конструкции, м	10,8	16. Проектируемая колонна по оси	A
5. Тип ригеля и пролет	ФБ-18	17. Номер расчетного сечения колонны	3-3
6. Грузоподъемность и режим работы крана	32Н	18. Глубина заложения фундамента, м	2,55
7. Тип конструкций кровли	5	19. Усл. расчетное сопротивление грунта, МПа	0,28
8. Класс бетона монол. констр. и фундамента	B15	20. Район строительства	Казань
9. Класс бетона для сборных конструкций	B25	21. Тип местности	C
10. Класс бетона предв. напряж. конструкций	B35	22. Влажность окружающей среды, %	60

11. Вид бетона строп. констр. и плит покрытия	тяжел	23. Класс ответственности здания	II
12. Класс арм-ры монол. констр. и фундамента	A300		

Результаты компоновки здания представлены в м.у. №1. По результатам компоновки здания формируется план и разрез здания.

1. Сбор нагрузок на поперечную раму.

Поперечная рама одноэтажного каркасного промышленного здания испытывает действие постоянных нагрузок: от собственного веса покрытия и колонн, подкрановых балок и т.п., и различных временных нагрузок: от снегового покрова, ветрового давления, вертикального и горизонтального давления мостовых кранов.

1.1. Постоянные нагрузки.

Подсчет нагрузок от покрытия приводится в табл.1

Таблица 1

Сбор нагрузок на покрытие

Вид нагрузки и расчет	Нормативная нагрузка кН/м ²	коэффициент надежности	Расчетная нагрузка кН/м ²
А. Кровля			
Слой гравия, втопленного в битум	0.16	1.3	0.208
Трехслойный рубероидный ковер	0.09	1.3	0.117
Цементная стяжка t=15 мм	0.27	1.3	0.351
Ячеисто-бетонные плиты t=100 мм, p=3кН/м ³	0.3	1.3	0.39
Слой рубероида на мастике	0.03	1.3	0.039
Б. Ребристые плиты покрытия (1.18*25/(3*6))	1.639	1.1	1.803
В. Ферма ФБ-18Ш (3.7*25/(18*6))	0.857	1.1	0.943
Всего	3.346		3.851

С учетом коэффициента надежности по назначению здания $\gamma_n = 0,95$ (по заданию класс ответственности II) и шага колонн в продольном направлении 6 м, вычисляем расчетную постоянную нагрузку на 1 м.п. ригеля рамы:

$$G = 3,851 \cdot 0,95 \cdot 6 = 21,95 \text{ кН/м.}$$

Находим средний коэффициент надежности по нагрузке:

$$\gamma_{fm} = \frac{1,3 \cdot 5 + 1,1 \cdot 2}{7} = 1,243.$$

Определяем нагрузку от стен и остекления. Нормативная нагрузка от 1 м² стеновых панелей из ячеистого бетона марки D900 при толщине 240 мм составляет $9,9 \cdot 0,24 = 2,376 \text{ кН/м}^2$. Здесь $\rho = 9,9 \text{ кН/м}^3$ -плотность ячеистого бетона марки D900 (для бетона марки D800 $\rho = 8,8 \text{ кН/м}^3$). Нормативная нагрузка от 1 м² остекления равна $0,5 \text{ кН/м}^2$ (по прил. XII м.у зан. 1).

Расчетные нагрузки от стен и остекления оконных переплетов:

на участке между отметками 10,2 и 12,6 м

$$G_1 = 2,4 \cdot 6,0 \cdot 2,376 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 35,75 \text{ кН/м;}$$

на участке между отметками 6,6 и 10,2 м

$$G_2 = (1,2 \cdot 6,0 \cdot 2,376 + 2,4 \cdot 6,0 \cdot 0,5) \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 25,4 \text{ кН/м;}$$

на участке между отметками 0 и 6,6 м

$$G_3 = (1,2 \cdot 6,0 \cdot 2,376 + 5,4 \cdot 6,0 \cdot 0,5) \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 34,81 \text{ кН/м.}$$

Расчетные нагрузки от собственного веса колонн:

колонна по оси «А»:

$$\text{подкрановая часть с консолью } G_{a1} = (0,7 \cdot 7,05 + 0,6 \cdot 0,6 + 0,5 \cdot 0,6 \cdot 0,6) \cdot 0,4 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 57,21 \text{ кН;}$$

$$\text{надкрановая часть } G_{a2} = 0,6 \cdot 0,4 \cdot 3,9 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 24,45 \text{ кН;}$$

$$\text{итого } G_a = 57,21 + 24,45 = 81,66 \text{ кН.}$$

колонна по оси «Б»:

$$\text{подкрановая часть с консолью } G_{b1} = (0,8 \cdot 7,05 + 2 \cdot 0,6 \cdot 0,65 + 0,65 \cdot 0,65) \cdot 0,4 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 71,5 \text{ кН;}$$

$$\text{надкрановая часть } G_{b2} = 0,6 \cdot 0,4 \cdot 3,9 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 24,45 \text{ кН;}$$

$$\text{итого } G_b = 71,5 + 24,45 = 95,95 \text{ кН.}$$

Здесь 25 кН/м^3 - плотность тяжелого бетона.

Расчетная нагрузка от собственного веса подкрановых балок (см. прил. X м.у зан. 1) и кранового пути ($1,5 \text{ кН/м}$) равна

$$G_6 = (35 + 1,5 \cdot 6) \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 45,98 \text{ кН.}$$

1.2. Временные нагрузки.

Для заданного района строительства (г.Казань – IV снеговой район) по [4] расчетное значение снеговой нагрузки $s = 2,4 \text{ кН}$. Тогда расчетная нагрузка от снега на 1 м.п. ригеля рамы с учетом класса ответственности здания равна:

$$P_{sn} = 2,4 \cdot 6 \cdot 0,95 = 13,68 \text{ кН/м.}$$

Длительная часть снеговой нагрузки составляет $P_{sn,d} = 0,5 P_{sn} = 0,5 \cdot 13,68 = 6,84 \text{ кН/м.}$

1.3. Крановые нагрузки.

По прил. XIII м.у зан. 1 находим габариты и нагрузки от мостовых кранов грузоподъемностью 32 т (313,92 кН): ширина крана $B_k = 6,3$ м; база крана $A_k = 5,1$ м; нормативное максимальное давление колеса крана на подкрановый рельс $P_{max,н} = 235$ кН; масса тележки $G_T = 8,7 \cdot 9,81 = 85,35$ кН; общая масса крана $G_k = 28 \cdot 9,81 = 274,68$ кН.

Нормативное минимальное давление одного колеса крана на подкрановый рельс

$$P_{min,н} = 0,5(Q + G_k) - P_{max,н} = 0,5(313,9 + 274,68) - 235 = 59,29 \text{ кН.}$$

Нормативная горизонтальная нагрузка на одно колесо крана, направленная поперек кранового пути и вызываемая торможением тележки, при гибком подвесе груза равна:

$$T_n = 0,5 \cdot 0,05(Q + G_T) = 0,5 \cdot 0,05(313,9 + 85,35) = 9,98 \text{ кН.}$$

Расчетные крановые нагрузки определяются с учетом коэффициента надежности по нагрузке $\gamma_n = 1,1$ согласно п.4.8 [4].

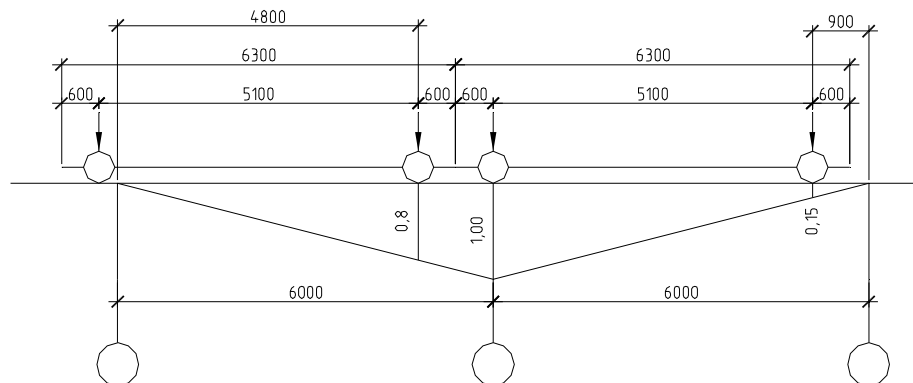


Рис. Линия влияния давления крана на колонну и установка крановой нагрузки в невыгодное положение.

Определим расчетные нагрузки от двух сближенных кранов по линии влияния без учета коэффициента сочетания ψ :

максимальное давление на колонну $D_{max} = P_{max,н} \gamma_f \sum y \gamma_n = 235 \cdot 1,1 \cdot 1,95 \cdot 0,95 = 478,87$ кН, где $\sum y = 1,95$ – сумма ординат линии влияния;

минимальное давление на колонну $D_{min} = P_{min,н} \gamma_f \sum y \gamma_n = 59,29 \cdot 1,1 \cdot 1,95 \cdot 0,95 = 120,82$ кН;

тормозная поперечная нагрузка на колонну $F = T_n \gamma_f \sum y \gamma_n = 9,98 \cdot 1,1 \cdot 1,95 \cdot 0,95 = 20,34$ кН.

1.4. Ветровая нагрузка.

Казань расположена во II ветровом районе по скоростным напорам ветра. В соответствии с п. 6.5 [4] нормативное значение ветрового давления равно $w_0 = 0,3$ кПа.

Для типа местности С с учетом коэффициента k получим следующие значения ветрового давления по высоте здания:

на высоте до 5 м $w_{n1} = 0,4 \cdot 0,3 = 0,12$ кПа;

на высоте до 10 м $w_{n2} = 0,4 \cdot 0,3 = 0,12$ кПа;

на высоте до 20 м $w_{n3} = 0,55 \cdot 0,3 = 0,165$ кПа.

Вычисляем значения нормативного давления на отметках верха колонн и покрытия:

на отметке 10,8 м

$$w_{n4} = 0,12 + \left(\frac{0,165 - 0,12}{20 - 10} \right) (10,8 - 10) = 0,124 \text{ кПа.}$$

на отметке 14,24 м

$$w_{n5} = 0,12 + \left(\frac{0,165 - 0,12}{20 - 10} \right) (14,24 - 10) = 0,139 \text{ кПа.}$$

Переменный по высоте скоростной напор ветра заменяем равномерно распределенным, эквивалентным по моменту в заделке колонны длиной 10,8 м:

$$\begin{aligned} w_n &= \frac{2M}{h_4^2} \left(\frac{w_{n1} h_1^2}{2} + \frac{(w_{n1} + w_{n2})}{2} (h_2 - h_1) \left(h_1 + \frac{h_2 - h_1}{2} \right) + \right. \\ &+ \left. \frac{w_{n2} + w_{n4}}{2} (h_4 - h_2) \left(h_2 + \frac{h_4 - h_2}{2} \right) \right) / h_4^2 = \\ &= 2 \left(\frac{0,12 \cdot 5}{2} + \frac{(0,12 + 0,12)}{2} (10 - 5) \left(5 + \frac{10 - 5}{2} \right) + \right. \\ &+ \left. \frac{0,12 + 0,124}{2} (10,8 - 10) \left(10 + \frac{10,8 - 10}{2} \right) \right) / 10,8^2 = 0,1203 \text{ кПа} \end{aligned}$$

Для определения ветрового давления с учетом размеров здания по прил. находим аэродинамические коэффициенты $c_s = 0,8$ и $c_{s3} = -0,4$. Тогда с учетом коэффициента надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,4$ и шага колонн 6 м получим:

расчетная равномерно-распределенная нагрузка на колонну рамы с наветренной стороны

$$w_1 = 0,1203 \cdot 0,8 \cdot 1,4 \cdot 6 \cdot 0,95 = 0,77 \text{ кН/м;}$$

то же, с подветренной стороны $w_2 = 0,1203 \cdot 0,4 \cdot 1,4 \cdot 6 \cdot 0,95 = 0,38$ кН/м

расчетная сосредоточенная ветровая нагрузка от давления ветра на ограждающие конструкции выше отметки 10,8 м.

$$\begin{aligned} W &= \frac{w_{n4} + w_{n5}}{2} (h_5 - h_4) (c_s - c_{s3}) \gamma_f L \gamma_n = \\ &= \frac{0,124 + 0,139}{2} (14,24 - 10,8) (0,8 + 0,4) 1,4 \cdot 6 \cdot 0,95 = 4,33 \text{ кН.} \end{aligned}$$

2. Статический расчет поперечной рамы на ветровую нагрузку.

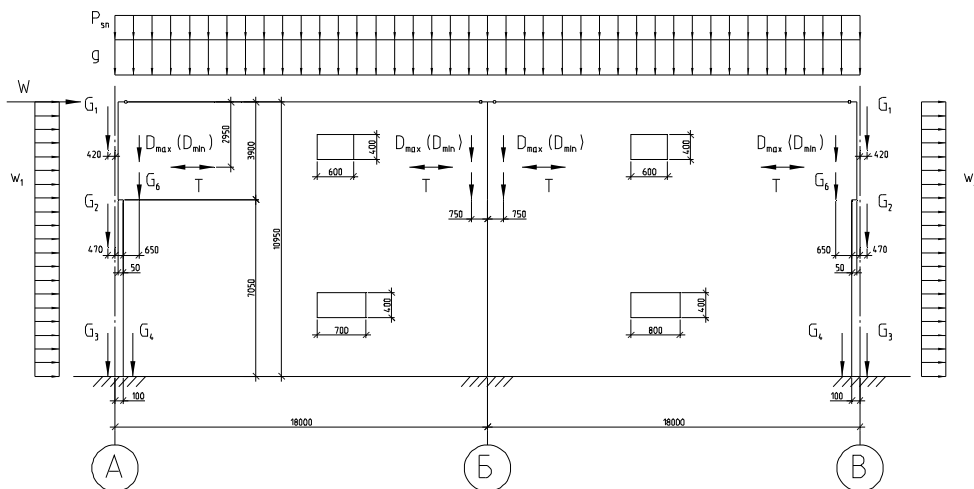
Целью статического расчета поперечной рамы является определение усилий в колоннах и в стропильной конструкции от расчетных нагрузок.

Задачи:

- по результатам компоновки и сбора нагрузок сформировать расчетную схему поперечной рамы одноэтажного промышленного здания;
- вычислить усилия в колоннах рамы с учетом пространственной работы каркаса здания;
- определить основные сочетания расчетных усилий в колоннах;
- определить усилия в сечениях стропильной конструкции от расчетных нагрузок;

2.1. Формирование расчетной схемы.

По результатам компоновки и сбора нагрузок составляется расчетная схема поперечной рамы (рис.). При этом соединение ригеля с колонной считается шарнирным, а соединение колонны с фундаментами – жестким.



2.2. Определение усилий в колоннах.

Поперечная рама рис. является однажды статически неопределимой, единственное неизвестное – горизонтальное смещение Δ в основной системе. Для расчета поперечной рамы на действие различных видов нагрузок используем метод перемещений. Основную систему последовательно загружают постоянными и временными нагрузками, которые вызывают в стойках соответствующие реакции и изгибающие моменты. Значения реакций в колоннах могут быть определены по формулам прил. 12 [2].

Для каждого вида нагружения уравнение метода перемещений записываем в следующем виде:

$$c_{dim} r_{11} \Delta + R_{1P} = 0,$$

где $r_{11} = \sum R_A$ – реакция верха колонн поперечной рамы от единичного перемещения;

$R_{1P} = \sum R$ – реакция верха колонн от нагрузки;

Δ – искомое перемещение верха колонн;

c_{dim} – коэффициент, учитывающий пространственную работу поперечных рам температурного блока, для крановых нагрузок $c_{dim} = 3,4$ при шаге колонн 6 м, $c_{dim} = 4$ при шаге колонн 12 м; для других видов нагружения $c_{dim} = 1$.

Из уравнения находят неизвестное Δ , а затем упругую реакцию верха колонн вычисляют по формуле: $R_s = R + \Delta R_A$.

Пример расчета.

Определение усилий в колонне от ветровых нагрузок (исходные данные см. м.у. к занятию 1).

1. Для колонны по оси «А»:

высота подкрановой части $H_1 = 7,05$ м;

высота надкрановой части $H_2 = 3,9$ м;

момент инерции сечения подкрановой части $I_1 = \frac{bk^3}{12} = \frac{0,4 \cdot 0,7^3}{12} = 1,143 \cdot 10^{-2} \text{ м}^4$;

момент инерции сечения надкрановой части $I_2 = \frac{bk^3}{12} = \frac{0,4 \cdot 0,6^3}{12} = 0,72 \cdot 10^{-2} \text{ м}^4$;

$\nu = \frac{H_2}{H_1 + H_2} = \frac{3,9}{7,05 + 3,9} = 0,356$, $k_2 = \nu^3 (I_1 / I_2 - 1) = 0,356^3 (1,143 / 0,72 - 1) = 0,027$, $k_3 = 0$ т.к. колонна сплошная.

Реакция от единичного перемещения будет равна:

$$R_{\Delta A} = \frac{3E_b I_1}{(H_1 + H_2)(1 + k_2 + k_3)} = \frac{3 \cdot 1,143 \cdot 10^{-2} E_b}{(3,9 + 7,05)(1 + 0,027)} = 2,54 \cdot 10^{-3} E_b.$$

2. Для колонны по оси «Б»:

высота подкрановой части $H_1 = 7,05$ м;

высота надкрановой части $H_2 = 3,9$ м;

момент инерции сечения подкрановой части $I_1 = \frac{b k^3}{12} = \frac{0,4 \cdot 0,2^3}{12} = 1,707 \cdot 10^{-2} \text{ м}^4$;

момент инерции сечения надкрановой части $I_2 = \frac{b k^3}{12} = \frac{0,4 \cdot 0,6^3}{12} = 0,72 \cdot 10^{-2} \text{ м}^4$;

$\nu = \frac{H_2}{H_1 + H_2} = \frac{3,9}{7,05 + 3,9} = 0,356$, $k_2 = \nu^3 (I_1 / I_2 - 1) = 0,356^3 (1,707 / 0,72 - 1) = 0,062$, $k_3 = 0$ т.к. колонна сплошная.

Реакция от единичного перемещения будет равна:

$$R_{\Delta B} = \frac{3E_b I_1}{(H_1 + H_2)(1 + k_2 + k_3)} = \frac{3 \cdot 1,707 \cdot 10^{-2} E_b}{(3,9 + 7,05)(1 + 0,062)} = 3,67 \cdot 10^{-5} E_b.$$

3. Суммарная реакция

$$r_{11} = \sum R_{\Delta} = (2 \cdot 2,45 \cdot 10^{-3} + 3,67 \cdot 10^{-3}) E_b = 8,76 \cdot 10^{-5} E_b.$$

4. Усилия в колоннах рамы от ветровой нагрузки.

Ветровая нагрузка действует на поперечную раму по следующей схеме:

Согласно прил. 12 [2] вычисляем реакции верхнего конца колонн по оси «А» и по оси «Б»:

Для колонны по оси «А»:

$$R_A = \frac{3w_1 (H_1 + H_2)(1 + \nu k_2) k_1}{8(1 + k_2 + k_3)} = \frac{3 \cdot 0,77(3,9 + 7,05)(1 + 0,356 \cdot 0,027)}{8(1 + 0,027)} = 3,11 \text{ кН.}$$

Для колонны по оси «Б»:

$$R_B = 0.$$

Для колонны по оси «В»:

$$R_B = \frac{3w_2 (H_1 + H_2)(1 + \nu k_2) k_1}{8(1 + k_2 + k_3)} = \frac{3 \cdot 0,98(3,9 + 7,05)(1 + 0,356 \cdot 0,027)}{8(1 + 0,027)} = 1,53 \text{ кН.}$$

Суммарная реакция связей в основной системе

$$R_{1\text{ср}} = \sum R_i + W = 3,11 + 0 + 1,53 + 4,33 = 8,97 \text{ кН.}$$

5. Определяем перемещение верха колонн

$$\Delta = \frac{R_{1\text{ср}}}{c_{\text{дин}} r_{11}} = \frac{8,97}{1 \cdot 8,76 \cdot 10^{-5} E_b} = 1,024 \cdot 10^5 \frac{1}{E_b};$$

здесь $c_{\text{дин}} = 1$ - для ветровой нагрузки.

6. Упругая реакция верха колонны по оси «А» будет равна:

$$R_{\text{сА}} = R_A + W + R_{\Delta A} \Delta = 3,11 + 4,33 + 2,54 \cdot 10^{-3} E_b \cdot 1,024 \cdot 10^5 \frac{1}{E_b} = 10,05 \text{ кН,}$$

по оси «Б»:

$$R_{\text{сБ}} = R_B + W + R_{\Delta B} \Delta = 0 + 4,33 + 3,67 \cdot 10^{-5} E_b \cdot 1,024 \cdot 10^5 \frac{1}{E_b} = 8,09 \text{ кН.}$$

3. Статический расчет стропильной конструкции.

Расчетная схема стропильной конструкции принимается согласно прил. III – VII. Для ФБ-18 расчетная схема представлена на рис..

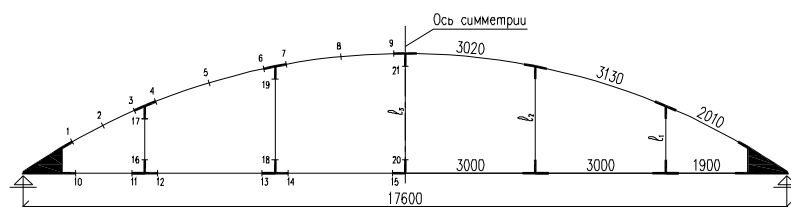


Рис. Расчетная схема стропильной конструкции.

Для выполнения статического расчета необходимо воспользоваться таблицами значений усилий в сечениях от единичной нагрузки прил.

Литература.

- СП 52-101-2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры. – М.: ГУП НИИЖБ Госстроя России.
- Железобетонные конструкции. Общий курс. В.Н. Байков, Э.Е. Сигалов. – М.: Стройиздат, 1991.
- 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*(с изм. 2003). Нагрузки и воздействия.

5. Железобетонные и каменные конструкции. Под редакцией В.М. Бондаренко. – М.: Высшая школа, 2002.