

Министерство образования и науки Российской Федерации

Федеральное агентство по образованию

Государственное образовательное учреждение
Высшего профессионального образования

САНКТ-ПЕТЕРБУРГСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ
АРХИТЕКТУРНО-СТРОИТЕЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ

Кафедра металлических конструкций и испытания сооружений

МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ ОДНОЭТАЖНЫХ ПРОИЗВОДСТВЕННЫХ ЗДАНИЙ

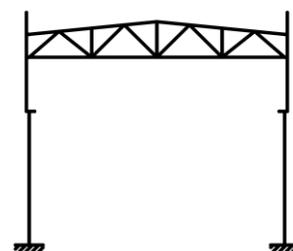
Компоновка каркаса, статический расчёт поперечной рамы

Методическое пособие к выполнению курсового проекта №2
для студентов специальностей

270102 – промышленное и гражданское строительство,

270114 – проектирование зданий

Санкт-Петербург
2014



Составили:

канд. тех. наук, доцент П.А. Пяткин

зав. каф. МКиИС, канд. тех. наук, доцент И.В. Астахов

инженер В.Ю. Луговцов

СОДЕРЖАНИЕ

ВВЕДЕНИЕ	4
1 ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ	4
2 КОМПОНОВКА КОНСТРУКТИВНОЙ СХЕМЫ	5
2.1 Выбор типа поперечной рамы	5
2.2 Разбивка сетки колонн	5
2.3 Разбивка схемы связей жесткости	9
2.4 Компоновка фахверка	13
2.5 Пример компоновки конструктивной схемы каркаса	14
3 ПРИМЕР РАСЧЕТА ПОПЕРЕЧНОЙ РАМЫ КАРКАСА ПРОИЗВОДСТВЕННОГО ЗДАНИЯ В ПРОГРАММНОМ КОМПЛЕКСЕ	18
3.1 Расчетная схема рамы	18
3.2 Нагрузки, действующие на раму	19
3.2.1 Постоянные нагрузки	20
3.2.2 Временные (кратковременные) нагрузки	22
3.3 Пример определения нагрузок на раму	31
3.4 Определение предварительных размеров сечений элементов расчетной схемы	41
3.5 Определение расчетных сочетаний усилий (PCY) в колоннах рам	42
3.5.1 Последовательность определения расчетных сочетаний усилий в искомом сечении	48
4 ПРИМЕР РАСЧЕТА ПОПЕРЕЧНОЙ РАМЫ КАРКАСА ПРОИЗВОДСТВЕННОГО ЗДАНИЯ МЕТОДОМ ПЕРЕМЕЩЕНИЙ	57
4.1 Расчетная схема рамы	57
4.2 Нагрузки, действующие на раму	58
4.3 Последовательность статического расчета рамы	64
4.4 Пример расчета поперечной рамы с жестким сопряжением ригеля с колонной	66
4.5 Определение расчетных сочетаний (PCY) усилий в колоннах рам	75
Приложения	78
Алгоритм расчета поперечной рамы при помощи ПВК «SCAD»	83
СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ	97

ВВЕДЕНИЕ

Современные одноэтажные производственные здания, оборудованные мостовыми электрическими кранами, проектируются обычно каркасными рамного типа.

Основными конструкциями каркаса являются поперечные рамы, состоящие из ступенчатых колонн и ригелей.

На поперечные рамы в продольном направлении опираются подкрановые балки, элементы покрытия здания и стеновые ограждения.

Жесткость и устойчивость здания и его отдельных элементов обеспечивается системой связей.

1 ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ

При проектировании промышленного здания архитектурно-строительные разделы разрабатываются на основании: технического задания на проектирование, в котором помимо прочего указываются месторасположение и основные параметры проектируемого производства; технологического задания, в котором указываются, после достаточной проработки технологического раздела, требования к строительным конструкциям (габариты, технологические нагрузки, температура эксплуатации и т.п.); технических условий на конструкции и материалы, в которых дана информация о том, какие материалы и типы конструкций требуется использовать (обычно это предпочтительные, по тем или иным причинам, материалы и конструкции, список которых формируется заказчиком совместно с проектировщиком в ходе предпроектных проработок). Могут существовать и другие документы, например, технические условия на проектирование, разрабатываемые для уникальных зданий и т.п.

Задание для курсового проектирования содержит необходимую информацию из вышеперечисленных документов, а именно: место строительства; назначение здания; тип конструктивной схемы; длину и ширину здания; количество пролётов; параметры грузоподъёмного оборудования (тип грузоподъёмного оборудования, количество, грузоподъёмность, режим работы, максимальную высоту подъёма крюка или отметку головки рельса, тип подвеса). Также в задании указывается информация, которая в реальном проектировании прорабатывается в архитектурно-строительных разделах: шаг поперечных рам, тип сопряжения ригеля с колонной, тип несущего настила покрытия (определяются технико-экономическим обоснованием, выполняемым в рамках вариантного проектирования); тип стенового ограждения, тип и состав кровли (определяются при разработке архитектурного раздела).

В учебных целях в проекте не выполняются: расчёт несущего настила покрытия (железобетонных плит; прогонов и профилированного настила); расчёт связей жёсткости и узлов их крепления; расчёт стоек фахверка.

2 КОМПОНОВКА КОНСТРУКТИВНОЙ СХЕМЫ

При компоновке конструктивной схемы рамного каркаса производственного здания решаются следующие вопросы:

- выбор типа рамы (жёсткое или шарнирное сопряжение ригеля с колонной);
- компоновка поперечной рамы с определением основных размеров колонн и ригеля, разбивкой решётки составной колонны и решётки ригеля;
- разработка схемы связей жёсткости;
- разработка схемы торцевого фахверка.

2.1 Выбор типа поперечной рамы

При грузоподъёмности мостовых кранов 500 кН и более колонны рам принимаются ступенчатыми, заземленными в фундаментах.

Сопряжение ригелей с колоннами принимается жёстким или шарнирным. Жёсткое сопряжение ригеля с колоннами применяется при наличии значительных по величине горизонтальных воздействий от мостовых кранов (поперечные инерционные силы от торможения тележки), возникающих, как правило, при грузоподъёмности кранов с гибким подвесом 1250 кН и более, при кранах с тяжёлым режимом работы, при кранах с жёстким подвесом и т. п. и при высоте здания более 20 м . В остальных случаях применяется шарнирное сопряжение ригеля с колоннами, которое к тому же позволяет более широко использовать типовые конструкции.

В курсовом проекте сопряжение ригеля с колонной устанавливается в задании.

2.2 Разбивка сетки колонн

В соответствии с основными положениями по унификации объёмно-планировочных и конструктивных решений промышленных зданий пролёты и шаги колонн назначаются кратными 6 м . Шаг однопролетных зданий принимается равным $6,0$ или $12,0 \text{ м}$, определяется в процессе вариантного проектирования, а в данной курсовой работе с целью уменьшить объём работы выдается заданием. Разделение здания на температурные отсеки производится в соответствии с указаниями табл. 44 [1]. При стенках из сборных панелей колонны у торцов здания смещаются с разбивочной оси на 500 мм для осуществления сопряжения стеновых панелей в углах здания (рис. 1).

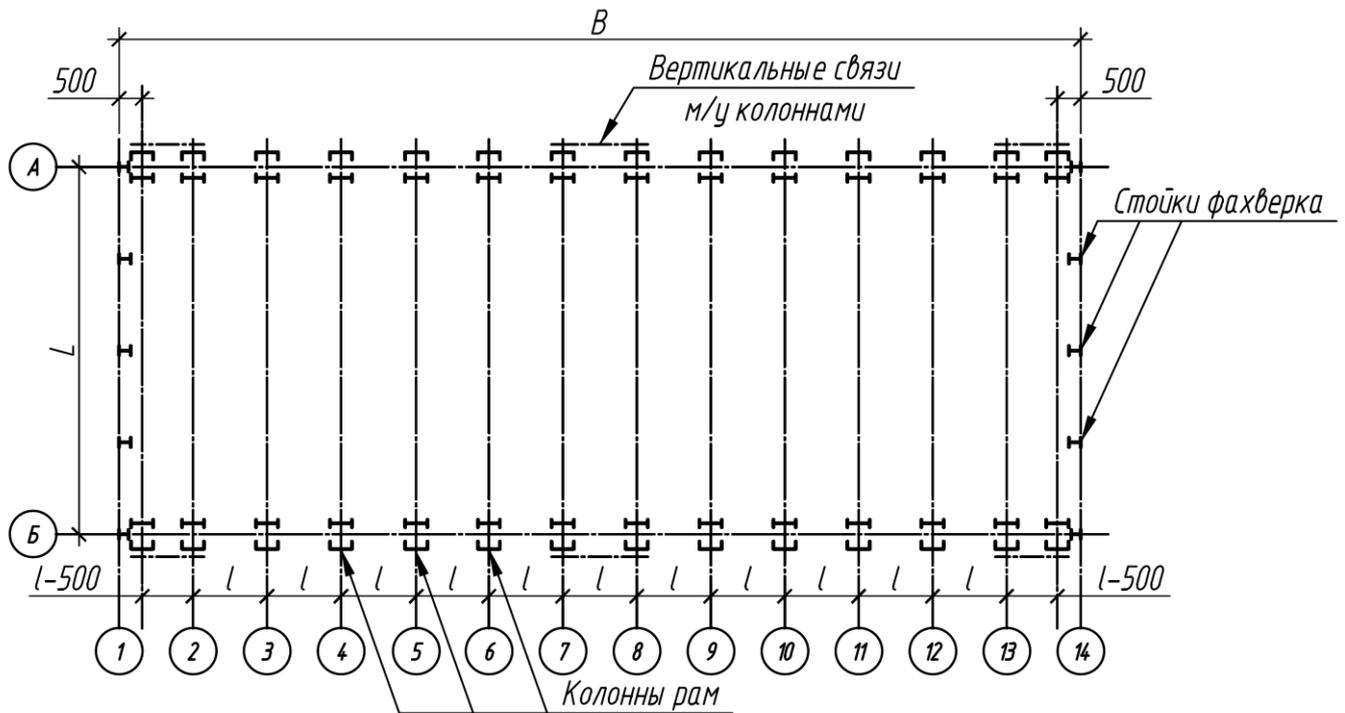


Рис. 1 Схема колонн

При установлении основных размеров поперечной рамы производственных зданий должны выполняться следующие условия:

- обеспечение габаритов для передвижения мостовых кранов;
- обеспечение жесткости верхней и нижней частей колонн;
- обеспечение требований унификации объемно-планировочных и конструктивных решений;
- соответствие требованиям технического задания.

Привязку размеров по вертикали производят относительно отметки пола d_0 , принимая ее нулевой, а по горизонтали – разбивочных осей *A* и *B* (рис. 1).

При проектировании являются заданными L – пролет цеха и d_c – отметка головки подкранового рельса, эта величина может вычисляться в зависимости от заданного значения максимальной высоты подъема крюка.

Пролет мостового крана $L_{кр}$ – увязан с пролетом здания зависимостью: $L_{кр} = L - 2\lambda$.

Характеристики мостового крана: пролет $L_{кр}$, высота над головкой рельса $H_{кр}$, горизонтальный выступ за ось крана $B_{кр}$, размер λ и другие – приведены в ГОСТ (прил., табл. 1).

Минимальные зазоры между мостовым краном и конструкциями каркаса – вертикальный $\Delta_6 + \Delta_{дон}$ и горизонтальный Δ_2 устанавливают:

- $\Delta_6 + \Delta_{дон} = 100 + (200 \div 300)_{мм}$, где 100 мм – зазор, обеспечивающий безопасность; 200 мм – прогиб ферм и связей при пролёте ферм 24 м, 250 мм – при пролёте ферм 27 м, 300 мм – при пролёте ферм 30 м;
- $\Delta_2 = 60 \div 100_{мм}$ (при отсутствии прохода между колонной и горизонтальным выступом крана).

Размеры колонны по вертикали устанавливаются в соответствии с исходными параметрами с учетом габаритов крана и требований унификации. Требуемая отметка низа ригеля:

$$d_p^{mp} = d_r + H_{кр} + (\Delta_6 + \Delta_{дон}).$$

Отметка ригеля принимается $d_p \geq d_p^{mp}$, при этом d_p должна быть кратной 0,6 м при панельных стенах и кратной 0,2 м при кирпичных стенах.

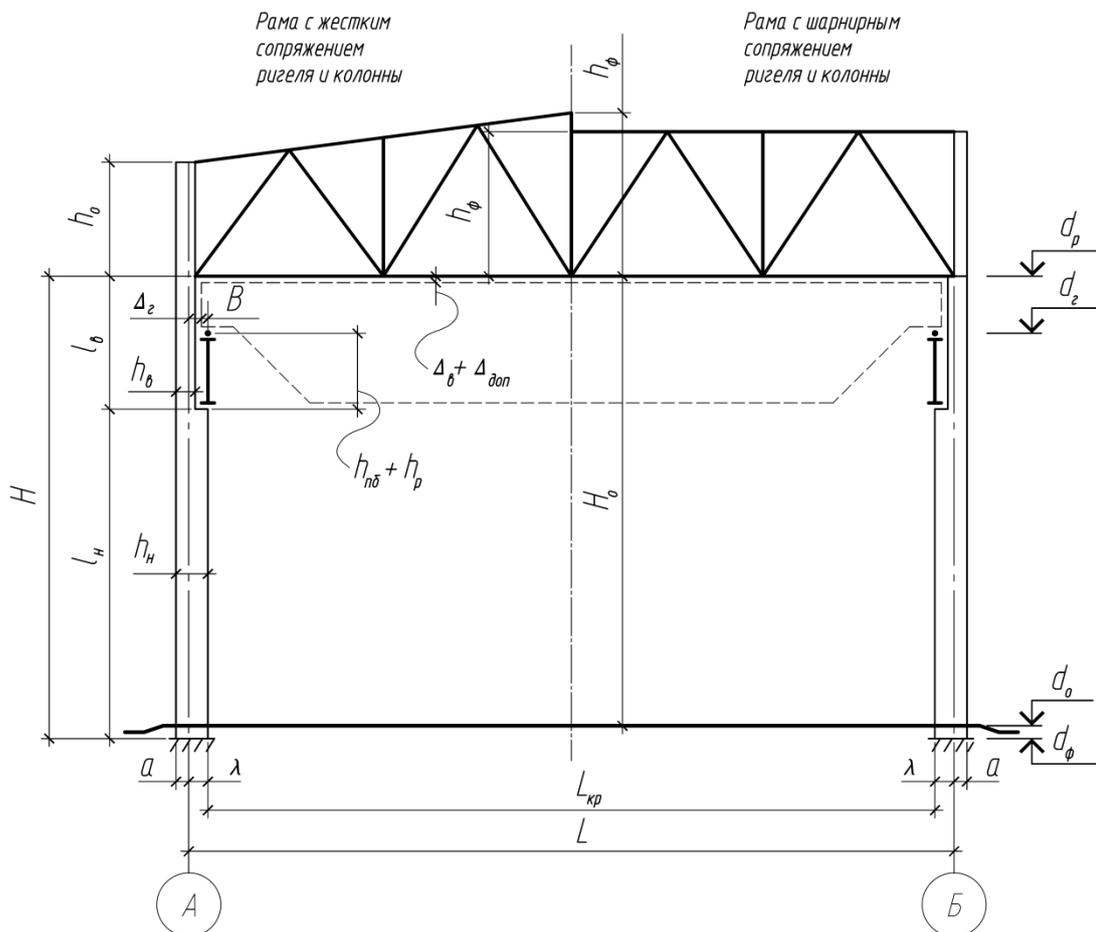


Рис. 2 Поперечная рама

Длины нижней части l_n и верхней l_6 ступенчатой колонны устанавливаются следующими:

$$l_n = (d_r - d_o) - (h_{н6} + h_p) + (d_o - d_φ), \quad l_6 = (d_p - d_r) + (h_{н6} + h_p),$$

где $h_{н6}$ – высота подкрановой балки, определяемая расчетом или по типовым проектам (прил., табл.3);

h_p – высота подкранового рельса (прил., табл.2);

d_ϕ – отметка верхнего обреза фундамента; рекомендуется назначать $d_\phi = -0,6$ м.

Размеры колонны по горизонтали устанавливаются по тем же принципам, что и размеры по вертикали, также с учетом обеспечения жесткости.

Привязка наружной грани колонны к разбивочным осям A и B принимается по правилам унификации: $a = 0,25$ м при ширине верхней части колонны $h_g = 0,4$ м или $h_g = 0,5$ м и $a = 0,5$ м при $h_g = 0,75$ м или $h_g = 1,0$ м.

Ширина нижней части колонны принимается исходя из следующих требований

- $h_n = \lambda + a$ – по условию увязки пролета цеха L и пролета крана $L_{кр}$;
- $h_n^{mp} = \frac{l_g + l_n}{20}$ – требуемая минимальная ширина нижней части колонны по условию жесткости;
- по требованиям унификации величина h_n должна быть кратна $0,25$ м.

Ширина верхней части колонны принимается исходя из следующих требований

- $h_g \leq h_n - (B_{кр} + \Delta_z)$ – по условию обеспечения габаритов крана;
- $h_g^{mp} \geq \frac{l_g}{12}$ – требуемая минимальная ширина верхней части колонны по условию жесткости;
- с учетом требований унификации назначается: $h_g = 40; 50; 75; 100$ см.

Соединительная решетка проектируется треугольного типа (без распорок). Шаг решетки принимается $1,8$ м. В случае, если разбивка железобетонных стеновых панелей не увязана полностью с разбивкой решетки колонны, в местах расположения столиков для опирания панелей в колонне устанавливают распорку.

Высоту траверсы h_{mp} следует назначать в пределах: $0,5 \cdot h_n \leq h_{mp} \leq 1,2 - 0,9$ м.

Схемы решетчатых ригелей рам, рекомендуемых к применению, приведены на рис. 3.

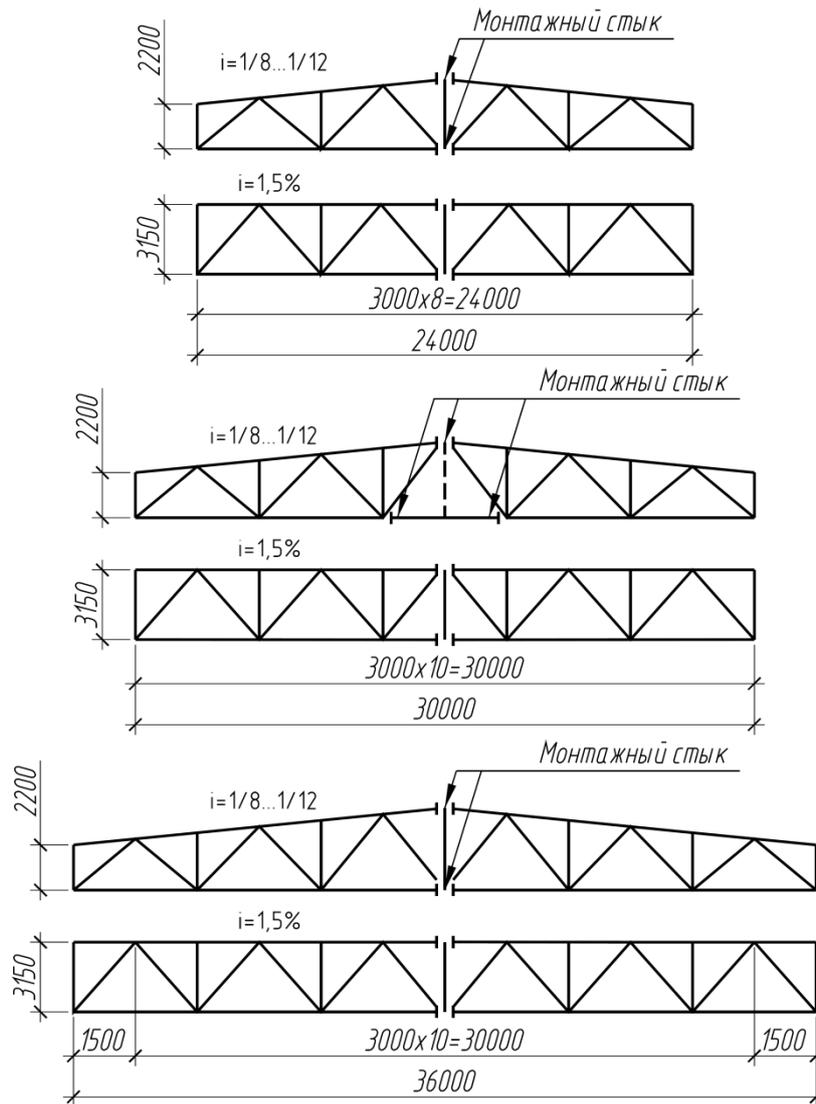


Рис. 3 Схемы решетчатых ригелей рам

Разбивка треугольной системы решетки ригелей (трапецидального очертания или с параллельными поясами) производится с длиной панели верхнего пояса равной 3,0 м (горизонтальная проекция). При необходимости, в зависимости от типа кровли, длина панели верхнего пояса ригеля может быть уменьшена вдвое путем постановки дополнительных шпренгелей. Генеральные размеры и разбивка ригелей на отправочные марки (с учетом обеспечения габарита при перевозке на железнодорожном транспорте) приведены на *рис. 3*.

2.3 Разбивка схемы связей жесткости

Пространственная жесткость одноэтажных промышленных зданий обеспечивается рамно-связевой схемой. При такой схеме нагрузки и воздействия в поперечном направлении воспринимаются рамами, а в продольном направлении – связями.

В совокупности с другими элементами каркаса связи обеспечивают:

- объединение поперечных рам в пространственную систему путем создания в пределах здания или температурного блока геометрически неизменяемых систем-дисков в различных плоскостях;
- перераспределение локальных нагрузок, действующих в плоскости отдельной поперечной рамы, между соседними рамами с вовлечением их в совместную работу;
- восприятие и передачу на фундаменты горизонтальных нагрузок от ветра на торец здания, торможения кранов и других, действующих вдоль здания;
- обеспечение устойчивости сжатых элементов каркаса за счет уменьшения их расчетных длин;
- взаимное закрепление конструкций в проектном положении с обеспечением их несущей способности и устойчивости в процессе монтажа.

При проектировании связей необходимо обеспечить последовательное доведение усилий от места приложения нагрузки до фундаментов здания простейшим способом и кратчайшим путем.

Связи в зависимости от их местоположения могут быть растянутыми или сжатыми, и воспринимают усилия от:

- ветра, направленного на торец здания;
- продольного воздействия мостовых кранов;
- условных поперечных сил.

Сжатые элементы связей при их большой гибкости выключаются из работы и в расчете их не учитывают, поэтому доля усилия, приходящаяся на эти сжатые элементы, будет передаваться на растянутые.

В однопролетных производственных зданиях, оборудованных мостовыми кранами, предусматривают связи по покрытию и вертикальные связи между колоннами (рис. 4).

Связи покрытия

Конструктивно геометрически неизменяемый диск покрытия образуют путем создания нескольких связевых жестких пространственных блоков и присоединения к ним других стропильных ферм. При этом различают несколько типов связей:

- *в плоскости верхних поясов стропильных ферм* – поперечные связевые фермы и продольные элементы между ними;
- *в плоскости нижних поясов стропильных ферм* – поперечные и продольные связевые фермы, а также иногда продольные растяжки между поперечными связевыми фермами;
- *между стропильными фермами* – вертикальные связи;

- *связи по фонарям.*

Связевые блоки устраивают в торцах здания или температурного отсека, а при длине здания или температурного отсека (*табл. 44 [1]*) более 144 м следует предусматривать также в промежутке (*п.15.4.5[1]*).

Связи по верхним поясам ферм

Включают поперечные связевые фермы и продольные распорки по всей длине температурного отсека. Такие связи наиболее целесообразно располагать в торцах цеха, чтобы вместе с поперечными горизонтальными связями, расположенными по нижним поясам ферм, и вертикальными связями обеспечить пространственную жесткость покрытия.

Элементы верхнего пояса стропильных ферм сжаты, а потому необходимо обеспечить их устойчивость при продольном изгибе из плоскости ферм. Распорки закрепляют пояса ферм от смещений, обеспечивая их устойчивость. Распорки следует устанавливать по коньковым узлам и в обязательном порядке в пределах фонаря, где нет кровельного настила, а также в опорной части стропильных ферм – вдоль колонн. Последние используют также для закрепления стропильных конструкций в процессе монтажа. Расстояние между распорками назначают так, чтобы гибкость верхнего пояса каждой фермы из ее плоскости не превышала предельного значения $[\lambda]=220$ в условиях монтажа и $[\lambda]=180-60\cdot\alpha$ (*табл. 32 [1]*) в условиях эксплуатации. Функции распорок по верхним поясам могут выполнять прогоны или ребра железобетонных панелей, если они приварены к верхним поясам ферм и соединены с жесткими блоками. Следовательно, в уровне верхних поясов можно использовать лишь инвентарные съемные связи для выверки конструкций и обеспечения их устойчивости в процессе монтажа.

Связи по нижним поясам ферм

Включают в свою структуру поперечные и продольные связевые фермы, а также растяжки. Поперечные связевые фермы устанавливают в торцах здания, у температурных швов, а при большей длине температурных блоков – в их средних частях с расстояниями между связями 60 м. Воспринимают горизонтальную нагрузку от ветра, действующую на торец здания. Развязку связевых блоков с нижними поясами других стропильных ферм осуществляют продольными связевыми фермами, распорками и растяжками. Продольные связевые фермы совместно с поперечными образуют неизменяемый диск в уровне нижних поясов стропильных ферм. Они обеспечивают пространственную работу каркаса при локальных горизонтальных воздействиях торможения тележки крана, перераспределяя их между поперечными рамами и обеспечивая их совместную работу. В случае жесткого сопряжения ригеля с колоннами продольные связи обеспечивают устойчивость сжатых панелей нижних поясов стропильных ферм из плоскости поперечных рам.

А при наличии кранов с тяжелым режимом работы распорки необходимо ставить для увеличения собственной частоты колебания нижних поясов в горизонтальной плоскости.

Вертикальные связи

Служат для устранения сдвиговых деформаций в блоке покрытия вдоль здания. Совместно со связями по верхнему и нижнему поясам образуют геометрически неизменяемый брус. Вертикальные связевые фермы устанавливаются в связевых блоках в плоскостях вертикальных стоек стропильных ферм по их торцам, по коньку и под наружными стойками фонарей. Также служат для облегчения монтажного процесса.

Вертикальные связи между колоннами

Подразделяются на:

- горизонтальные;
- вертикальные (основные).

Горизонтальные

Ставятся в торцах здания, при большой высоте здания для восприятия горизонтальных нагрузок со стоек фахверка.

Вертикальные

Назначение связей:

- обеспечивают геометрическую неизменяемость и повышают жесткость каркаса в продольном направлении;
- обеспечивают устойчивость колонн из плоскости поперечных рам;
- воспринимают ветровую нагрузку, действующую на торцевые стены здания;
- воспринимают продольные инерционные воздействия мостовых кранов (связи в подкрановой части колонн).

Расположение

- В надкрановой части колонн вертикальные связи следует предусматривать в торцах температурных блоков и в местах расположения нижних вертикальных связей (при длине здания или температурного отсека более 144 м). Целесообразность установки верхних связей в торцах здания обусловлена, в первую очередь, необходимостью создания кратчайшего пути для передачи ветровой нагрузки на фундаменты.
- В подкрановой части колонн вертикальные связи следует предусматривать в середине температурного блока, обеспечив тем самым свободу температурным перемещениям по обе стороны от связевого блока, и передачу горизонтальной продольной нагрузки от мостового крана T_{np} по кратчайшему пути на фундаменты.

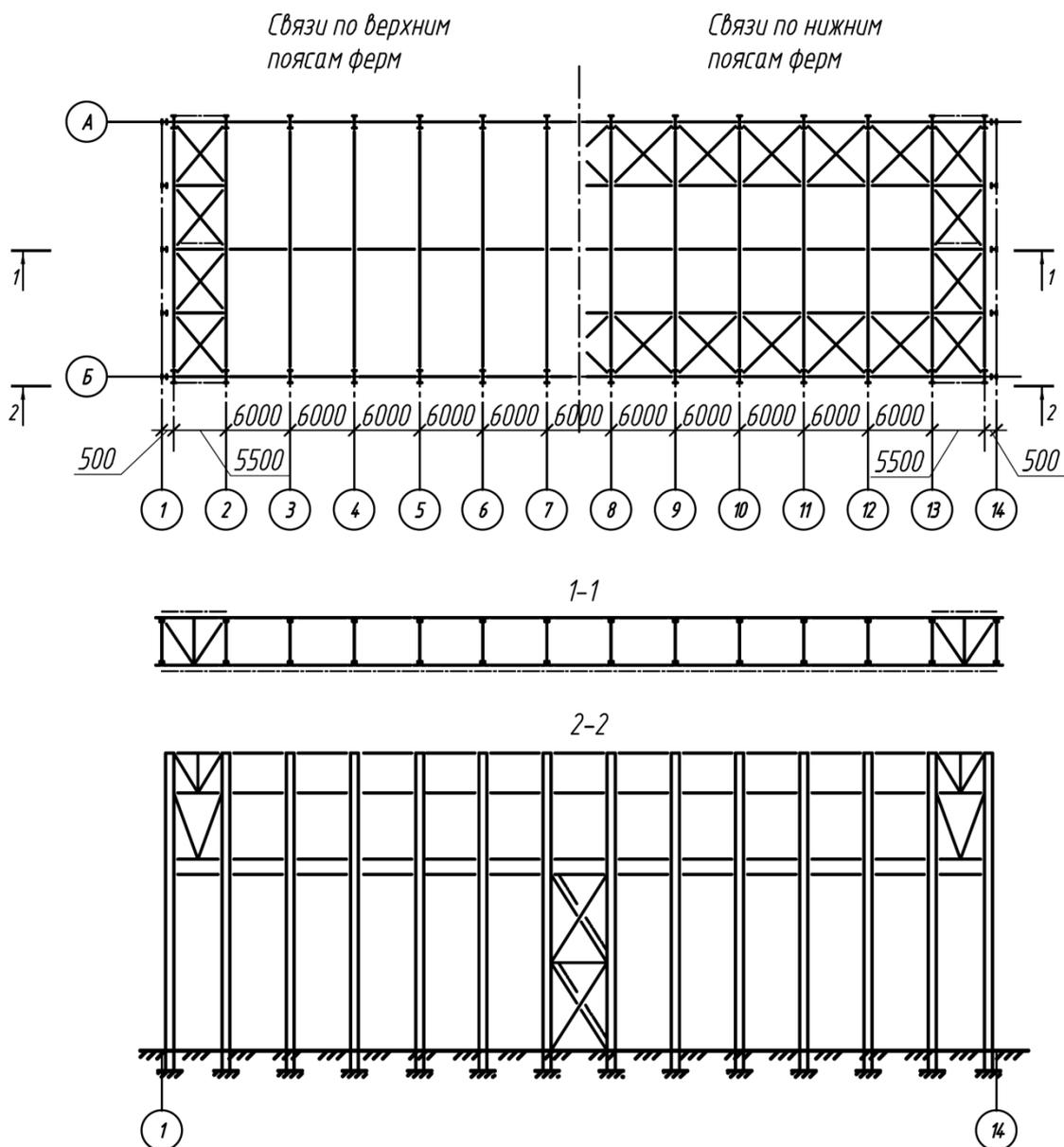


Рис. 4 Расположение связей жесткости

2.4 Компоновка фахверка

Схема фахверка зависит от конструкции стен. Наиболее широко для производственных зданий применяются:

- сборные легковесные плоские стеновые панели со следующими характеристиками: толщина 0,16-0,30 м, длина 6,0 и 12,0 м, ширина 1,2 и 1,8 м;
- сэндвич – панели: толщина 0,05-0,25 м, длина 2,5-12,0 м, ширина 1,2 и 1,8 м.

При навесной конструкции стен применяется обычно ленточное остекление. Панели ленточного остекления имеют такие же размеры, как и стеновые панели.

При шаге колонн поперечных рам, равном длине стеновых панелей, фахверк продольных стен не требуется.

Цокольные панели опирают на столики, приваренные к колоннам, или на фундаментные балки. Над каждым ярусом остекления устанавливают стеновые панели перемычки, которые опираются на столики, приваренные к колоннам. Рядовые панели и панели остекления опираются на нижележащие панели и крепятся к колоннам захватами, воспринимающими горизонтальные усилия. При внутреннем водоотводе в верхней части стены устанавливают парапетные панели, при наружном – карнизные блоки.

По торцам здания устанавливаются стойки фахверка (*рис. 1*), располагаемые с шагом, равным длине стеновых панелей. Стойки фахверка опираются на самостоятельные фундаменты. На уровне верхних или нижних поясов ферм их крепят к поперечным связевым фермам, а на отметке подкрановых балок – к конструкциям площадок для ремонта кранов, устраиваемых в торцах здания. При отметке головки кранового рельса $d_r \geq 12,0\text{ м}$ стойки фахверка крепят также к ветровым фермам, которые устанавливаются посередине между полом и площадкой для ремонта кранов.

2.5 Пример компоновки конструктивной схемы каркаса

Исходные данные

Проектируется однопролетное производственное здание пролетом $L = 24,0\text{ м}$, длиной $B = 78,0\text{ м}$. Шаг рам $l = 6,0\text{ м}$. Здание оборудовано двумя мостовыми кранами среднего режима работы $Q_{кр} = 500\text{ кН}$. Отметка головки подкранового рельса $d_r = 13,0\text{ м}$, отметка верха обреза фундамента $d_\phi = 0,6\text{ м}$. Кровля теплая по железобетонному сборному настилу. Стены из навесных «сэндвич» – панелей. Здание отапливаемое. Место строительства: г. Санкт – Петербург. Тип местности – В (выбирается на усмотрение студента тип местности А или В по *п. 11.1.6 [2]*). Расчетная температура $t = -32^0\text{ С}$ (определяется согласно *п. 4.2.3 [1]* как температура наружного воздуха наиболее холодных суток по [7]). Материал конструкций принимается в зависимости от климатических условий и группы конструкций по *прил. В [1]*.

Компоновочные решения

Пример компоновки каркаса при заданных параметрах приведен для двух типов рам – с шарнирным и жестким сопряжением колонны с ригелем.

Разбивка сетки колонн представлена на *рис. 1*.

Назначение основных размеров идентично для обоих типов рам.

- Устанавливается высота подкрановой балки

$$h_{нб} = h + 30\text{ мм} = 1020 + 30 = 1050\text{ мм}, \text{ (прил., табл. 3).}$$

- Устанавливаются основные размеры мостового крана

$$L_{кр} = L - 2\lambda = 24 - 2 \cdot 0,75 = 22,5 м, H_{кр} = 3,15 м, B_{кр} = 0,3 м \text{ (прил., табл. 1)}.$$

- Устанавливается отметка низа ригеля

$d_p = d_z + H_{кр} + (\Delta_\epsilon + \Delta_{дон}) = 13,0 + 3,15 + (0,3...0,5) = 16,45...16,65 м$. По правилам унификации отметка d_p принимается кратной 0,6 м, $d_p = 16,8 м$.

- Устанавливается длина нижней части колонн l_n

$$l_n = (d_r - d_o) - (h_{нб} + h_p) + (d_o - d_\phi) = 13,0 - 1,18 + 0,6 = 12,42 м,$$

где $h_p = 0,13 м$ (прил., табл. 2).

- Устанавливается длина верхней части колонн l_ϵ

$$l_\epsilon = (d_p - d_r) + (h_{нб} + h_p) = (16,8 - 13,0) + 1,18 = 4,98 м.$$

- Устанавливается ширина нижней части колонны h_n по условию привязки L и $L_{кр}$

$$h_n = \lambda + a = 0,75 + 0,25 = 1,0 м.$$

Принимается предварительно привязка наружной грани колонны к разбивочной оси $a = 0,25 м$.

Требуемая минимальная ширина нижней части колонны по условию жесткости

$$h_n^{mp} \geq \frac{l_\epsilon + l_n}{20} = \frac{12,42 + 4,98}{20} = 0,87 м.$$

Принимается $h_n = 1,0 м$ с привязкой наружной грани колонны к разбивочной оси $a = 0,25 м$.

- Устанавливается максимальная ширина верхней части колонны h_ϵ по условию жесткости

$$h_\epsilon^{mp} \geq \frac{l_\epsilon}{12} = \frac{4,98}{12} = 0,42 м.$$

Принимается ширина верхней части колонны с учетом требований унификации $h_\epsilon = 0,5 м$.

- Высоту траверсы h_{mp} следует назначать в пределах:

$$0,5 \cdot h_n \leq h_{mp} \leq 1,2 - 0,9 м, 0,5 \cdot 1 \leq h_m \leq 1,2 - 0,9 м.$$

Разбивка решетки нижней части колонны представлена на рис. 5.

Схема фахверка торцевых стен для рассматриваемых примеров может быть принята по рис. 6.

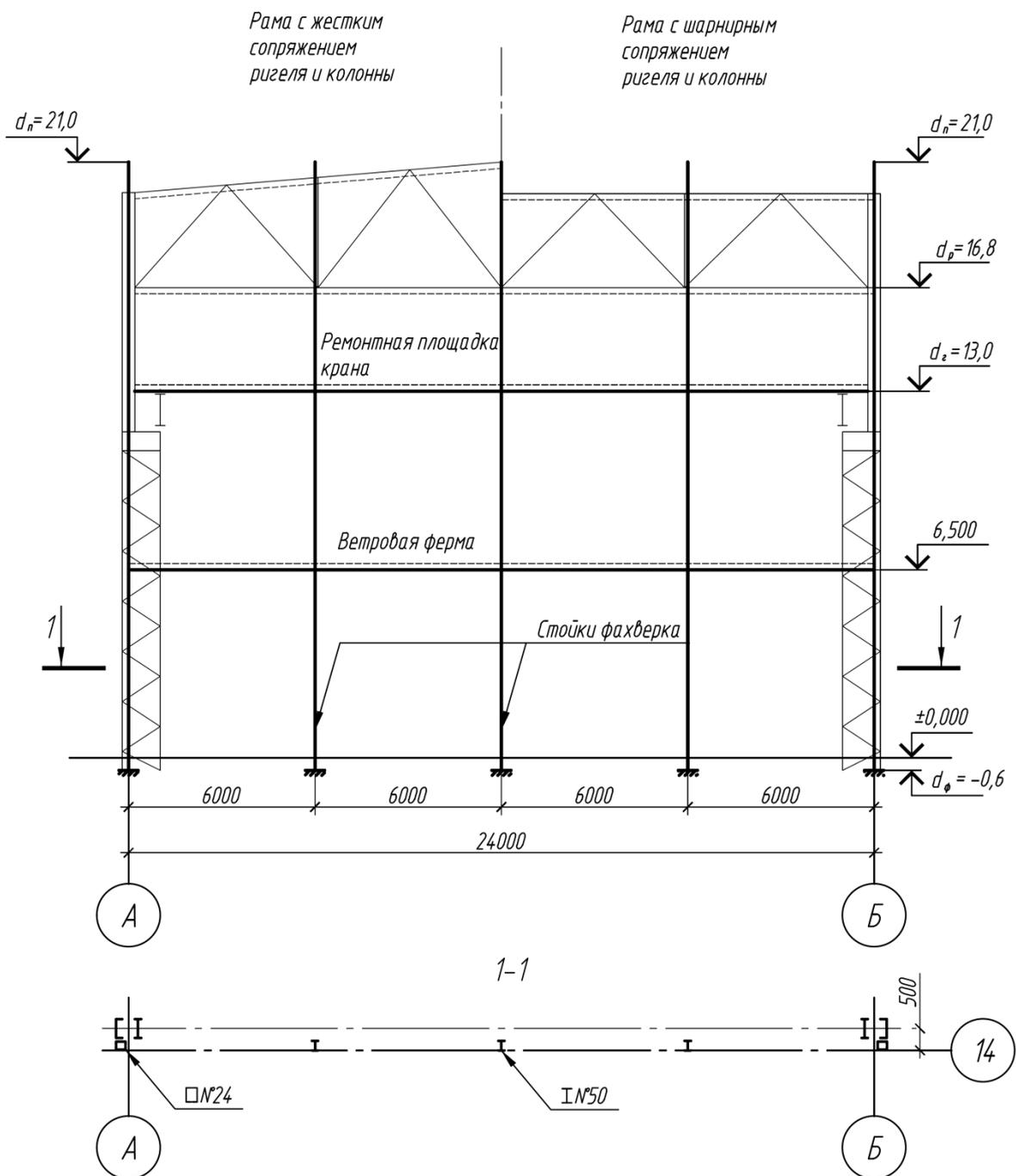


Рис. 6 Схема торцевого фахверка

3 ПРИМЕР РАСЧЕТА ПОПЕРЕЧНОЙ РАМЫ КАРКАСА ПРОИЗВОДСТВЕННОГО ЗДАНИЯ В ПРОГРАММНОМ КОМПЛЕКСЕ

В настоящее время при проектировании строительных конструкций в проектных организациях значительная часть расчетов выполняется на персональных компьютерах с помощью специальных проектно вычислительных комплексов (ПВК) таких как «SCAD», «Лира», «Ing+» и др. Алгоритмы численных расчетов в этих программах в основном строятся на методе конечных элементов (МКЭ). В приложении данного методического пособия приведен алгоритм расчета поперечной рамы при помощи ПВК «SCAD».

3.1 Расчетная схема рамы

В процессе разработки компоновочной части проекта была установлена конструктивная схема поперечной рамы. Для определения усилий в элементах рамы сначала выполняется сбор нагрузок и на основе конструктивной схемы строится расчетная схема.

Переход от конструктивной схемы к расчетной начинается с замены реальных стержней поперечной рамы конечными элементами (КЭ), которые совмещаются с линиями, проходящими через центры тяжести поперечных сечений стержней. Моделирование примыкания фермы сбоку к колонне и уступов ступенчатых колонн осуществляется абсолютно жесткими вставками или стержневыми элементами, имеющую большую жесткость. Контур расчетной схемы выделен толстой линией и приведен на рис. 7.

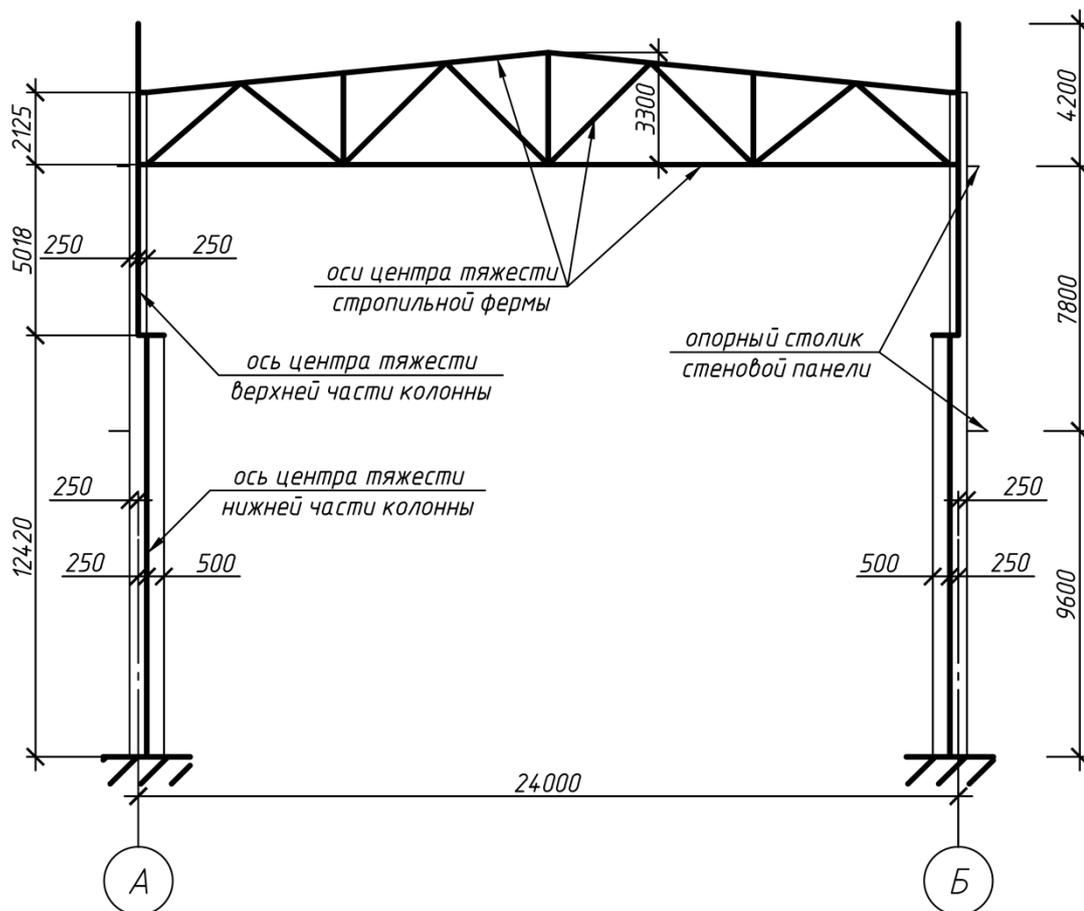


Рис. 7 Расчетная схема поперечной рамы с жестким сопряжением ригеля с колонной

3.2 Нагрузки, действующие на раму

На поперечную раму каркаса действуют постоянные и временные (в нашем случае только кратковременные) нагрузки.

Замечание. Также на раму могут действовать особые нагрузки (сейсмические, взрывные и т.д. *п. 5.6 [2]*) и почти всегда учитывается технологическая нагрузка от инженерного оборудования (длительная), но в данном курсовом проекте эти воздействия не рассматриваются.

3.2.1 Постоянные нагрузки

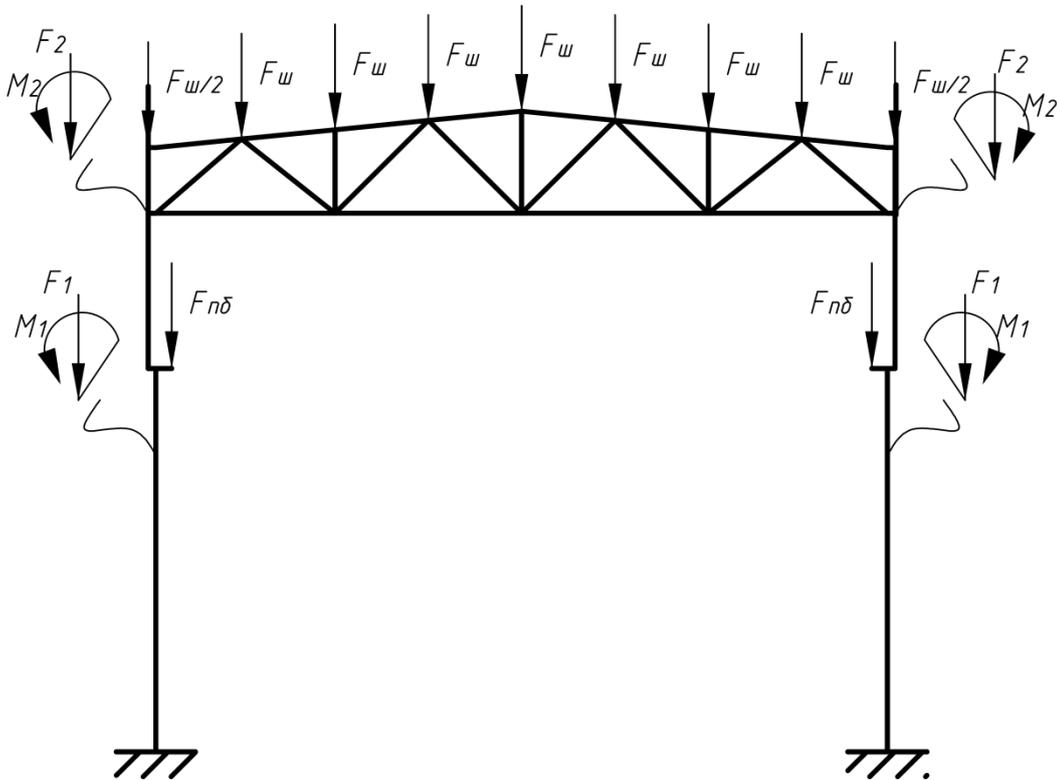


Рис. 8 Схема загрузки рамы постоянными нагрузками

Ограждающие конструкции покрытия

Равномерно распределенная нагрузка от веса покрытия (штра), приложенная к ригелю рамы $q_{ш} = g_{ш} \cdot l$,

где $g_{ш}$ – расчетная нагрузка на квадратный метр покрытия, определяется в зависимости от принятой конструкции кровли (*прил., табл. 4*);

l – шаг рам.

Сосредоточенная нагрузка в узле фермы вычисляется по формуле

$$F_{ш} = q_{ш} \cdot l_n,$$

где l_n – длина панели по верхнему поясу фермы.

Собственный вес фермы, колонны

Вычисляется программным комплексом, в соответствии с назначенными сечениями элементов фермы, колонны. Определение размеров поперечных сечений производится по их геометрическим характеристикам, а также исходя из опыта проектирования. Методика определения размеров поперечных сечений приведена в *п. 3.4*.

Собственный вес связей по покрытию

Данная нагрузка является одной из составляющей нагрузки от шатра q_w и принимается в пределах $0,04 \dots 0,1 \text{ кН/м}^2$.

Собственный вес подкрановых балок

Нагрузка от веса подкрановых балок (вместе с рельсом) приложена в уступе колонны, и принимается в зависимости

- от выбранного сечения подкрановых балок (*прил., табл. 3*);
- от веса подкранового рельса принимаемого по *прил., табл. 2*, в соответствии с его типом, который в свою очередь зависит от мостового крана.

Данную нагрузку умножают на конструктивный коэффициент k равный 1,3.

Ограждающие конструкции стен

Сосредоточенная нагрузка от веса стен F_i приложена над оконными проемами, в местах установки опорных столиков для стеновых панелей. Так как данная нагрузка приложена с эксцентриситетом (*рис. 9*), то необходимо учесть момент от приложенной нагрузки $M_i = F_i \cdot e_i$.

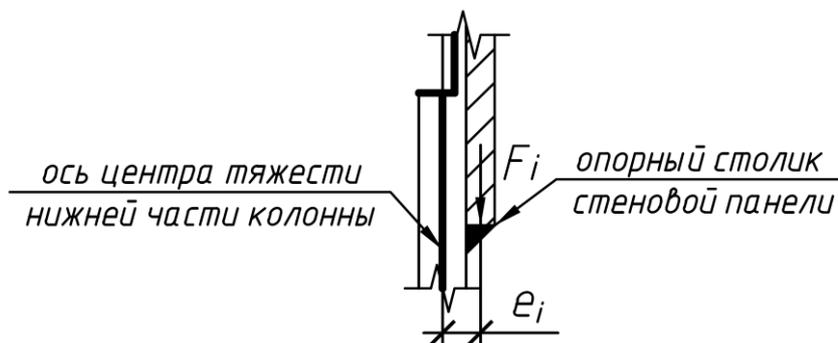


Рис. 9 Эксцентриситет приложения нагрузки от стены

3.2.2 Временные (кратковременные) нагрузки

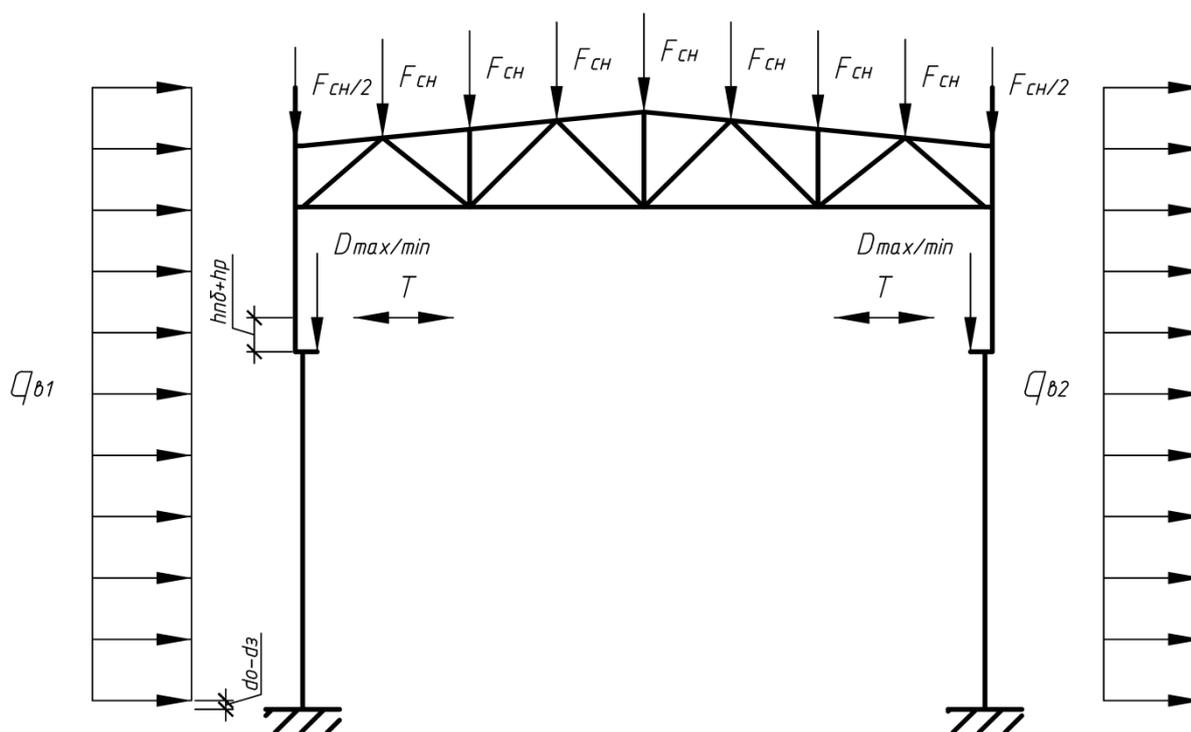


Рис. 10 Схема загрузки рамы временными нагрузками

Снеговая нагрузка

Равномерно распределенная снеговая нагрузка приложена к ригелю рамы $q_{сн} = S_{сн} \cdot l$

Сосредоточенная нагрузка в узле фермы вычисляется по формуле

$$F_{сн} = q_{сн} \cdot l_n,$$

где l_n – длина панели по верхнему поясу фермы.

Определение расчетной снеговой нагрузки $S_{сн}$ производится по указаниям (nn. 10.1-10.12[2]). А именно нормативное значение снеговой нагрузки на горизонтальную проекцию покрытия следует определять по формуле 10.1 [2]

$$S_{сн}^n = 0,7 \cdot c_e \cdot c_t \cdot \mu \cdot S_g,$$

где c_e – коэффициент, учитывающий снос снега с покрытий зданий под действием ветра или иных факторов, принимаемый в соответствии с (nn. 10.5-10.9[2]);

c_t – термический коэффициент, принимаемый в соответствии с (n. 10.10[2]);

μ – коэффициент перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие, принимаемый в соответствии с (n. 10.4[2]);

S_g – вес снегового покрова на 1 м^2 горизонтальной поверхности земли, принимаемый в соответствии с (n. 10.2[2]).

Расчетное значение снеговой нагрузки $S_{сн}$ получаем путем умножения нормативного значения $S_{сн}^n$ на коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,4$ (н. 10.12[21]).

Крановые нагрузки

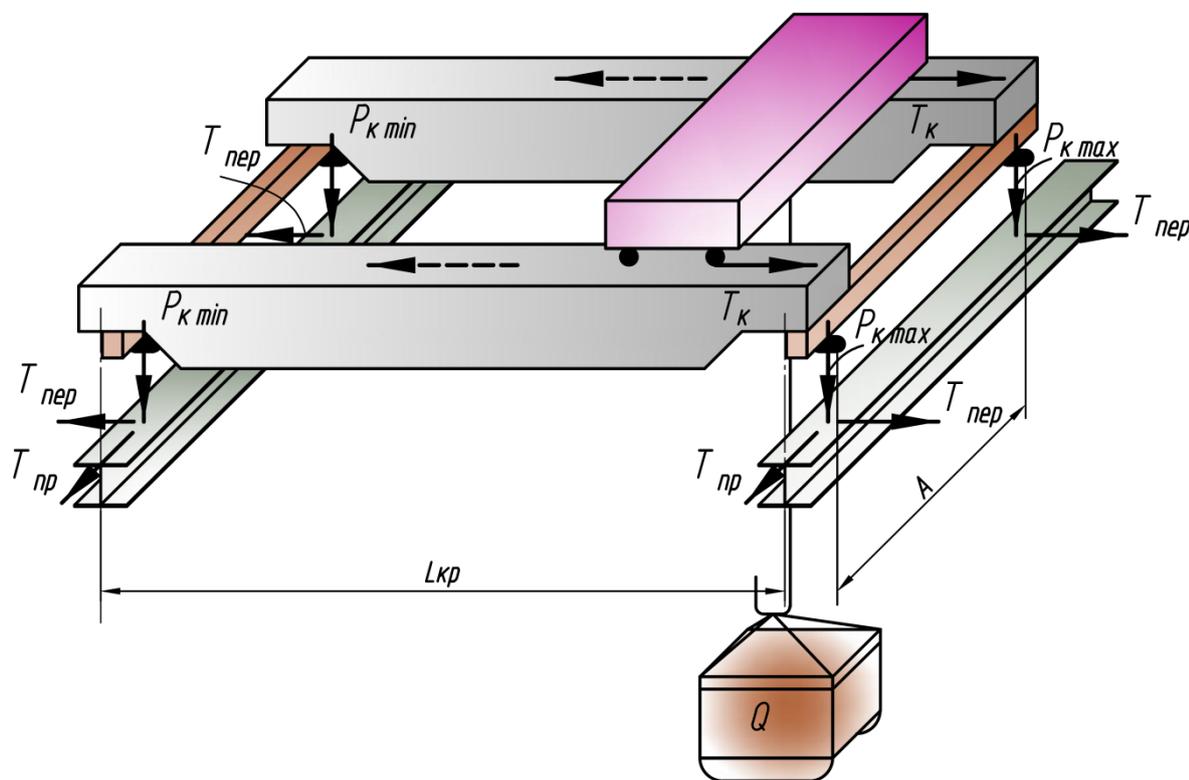


Рис. 11 Схема силового воздействия мостового крана на подкрановые балки

Нагрузки от мостовых кранов (нн. 9.1-9.21[21]) следует определять в зависимости от групп режимов их работы, устанавливаемых ГОСТ 25546, от вида привода и от способа подвеса груза. В свою очередь режимы работы подразделяются:

- весьма тяжелый и тяжелый режимы работы – 7К, 8К;
- средний и легкий режимы работы – 1К-6К.

Режим работы крана определен в задании.

На крановый рельс от колес крана передаются (рис. 11) вертикальные силы P_k , которые зависят от веса крана, веса груза на крюке и положения тележки на крановом мосту; горизонтальные поперечные T_k , возникающие при торможении тележки; горизонтальная продольная $T_{пр}$, возникающая при торможении крана за счет трения колес о рельсы, горизонтальные поперечные $T_{пер}$, возникающие вследствие перекоса крана. Первые две из названных нагрузок учитывают при расчете поперечной рамы, третью – при проектировании вертикальных связей по колоннам, четвертую – при проектировании подкрановых балок.

Наибольшее нормативное вертикальное давление одного колеса крана P_{max}^n на той стороне, к которой приближена тележка с грузом, указывается в паспорте на кран. В данной курсо-

вой работе студент может найти эти данные в приложении методического пособия (прил., табл. 1). С противоположной стороны крана на одно колесо будет передаваться давление

$$P_{\min}'' = \frac{Q + G_{кр}}{n_0} - P_{\max}'' ,$$

где Q – грузоподъемность крана;

G – вес крана с тележкой;

n_0 – число колес на одной стороне крана.

Замечание. В кранах с $Q \geq 80$ т P_{\max}'' для разных колес может быть различным. В этом случае обычно принимают среднее значение максимальных давлений колес $P_{\max}'' = \frac{(P_1 + P_2)}{2}$ и вычисляют по вышеприведенной формуле среднее значение минимальных давлений P_{\min}'' .

Нормативное значение горизонтальной силы, приходящейся на одно колесо с одной стороны крана, вычисляют по формуле

$$T_k'' = \frac{\beta \cdot (Q + G_m)}{n_0} ,$$

где $\beta = 0,05$ – для кранов с гибким подвесом груза;

$\beta = 0,1$ – для кранов с жестким подвесом груза;

G_m – масса тележки (прил., табл. 1);

n_0 – число колес на одной стороне крана.

Нагрузка может быть направлена как внутрь, так и наружу рассматриваемого пролета.

Максимальное вертикальное давление D_{\max} ($от \sum P_{\kappa \max}$) или D_{\min} ($от \sum P_{\kappa \min}$) на колонны рам, приложенные на уступах колонн, и максимальное горизонтальное давление T ($от \sum T_k$), приложенное к колоннам на уровне верхнего пояса подкрановой балки, определяются путем загрузки линии влияния опорного давления подкрановых балок двумя мостовыми кранами (рис. 12) и вычисляются по следующим формулам

$$D_{\max/\min} = \gamma_f \cdot \psi \cdot \sum_{i=1}^n P_{\kappa \max/\min}'' \cdot y_i ,$$

$$T = \gamma_f \cdot \psi \cdot \sum_{i=1}^n T_k'' \cdot y_i ,$$

где ψ – коэффициент сочетаний нагрузок, при учете двух кранов:

$\psi = 0,85$ – для групп режимов работы кранов 1К-6К;

$\psi = 0,95$ – для групп режимов работы кранов 7К, 8К;

y_i – ордината линии влияния опорной реакции колонны;

n – число колес всех кранов, передающих нагрузку на рассматриваемую колонну;

$P_{\max/\min}^n$ – максимальное/минимальное нормативное давление на колесо крана;

T_k^n – нормативное значение тормозной силы (см. выше).

$\gamma_f = 1,2$ – коэффициент надежности для крановых нагрузок (п. 9.8[2]).

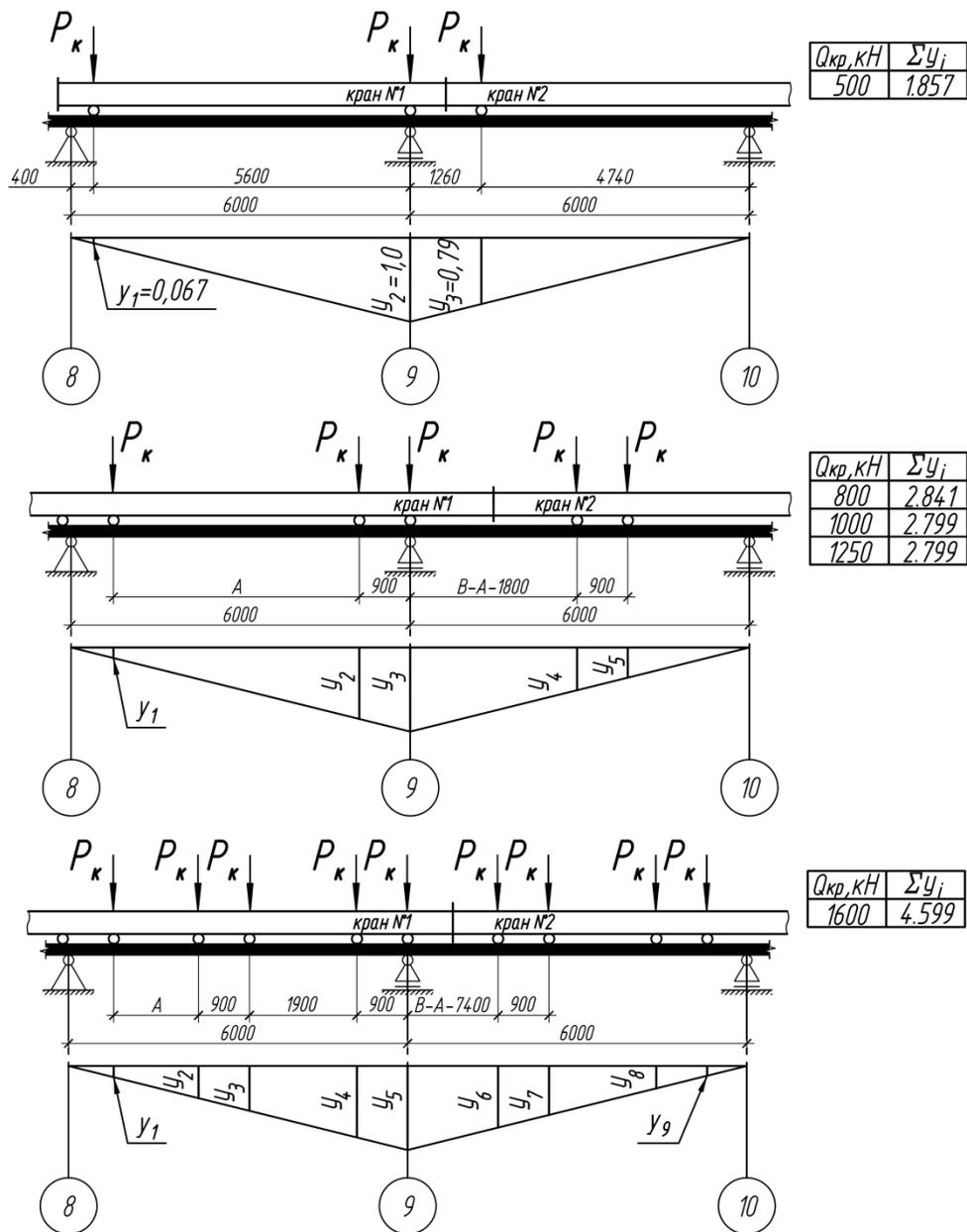


Рис. 12 К определению D_{\max} и D_{\min}

Вертикальные давления D_{\max} и D_{\min} приложены по оси подкрановой ветви ступенчатой колонны.

Ветровая нагрузка

Прежде всего, для того чтобы правильно собрать ветровую нагрузку студенту необходимо подробно изучить учебную литературу [3], [5], [6] по данному разделу, а также пп. 11.1.1-

11.1.12 [2], и затем в последовательности приведенной ниже, в соответствии со своим заданием, определить необходимые величины для сбора ветровой нагрузки.

Действие ветра на сооружения проявляется в виде нагрузки, величина которой зависит от скорости ветра и его порывистости. Следовательно, ветровая нагрузка содержит две составляющие – статическую и динамическую. Средняя скорость ветра, т.е. статическая составляющая, возрастает с высотой (рис. 13). Степень ее увеличения зависит от особенностей земной поверхности, так как вблизи земли из-за трения ветер затухает. Чем значительнее влияние окружающих объектов (деревьев, складок ландшафта, зданий), тем на большей высоте скорость ветра достигает максимальной величины. Вследствие этого в нормах вводится классификация поверхностей (п. 11.1.6).

При расчете (в данном случае поперечной рамы) реальная интенсивность ветровой нагрузки (рис. 13) заменяется в соответствии с нормами (см. ниже).

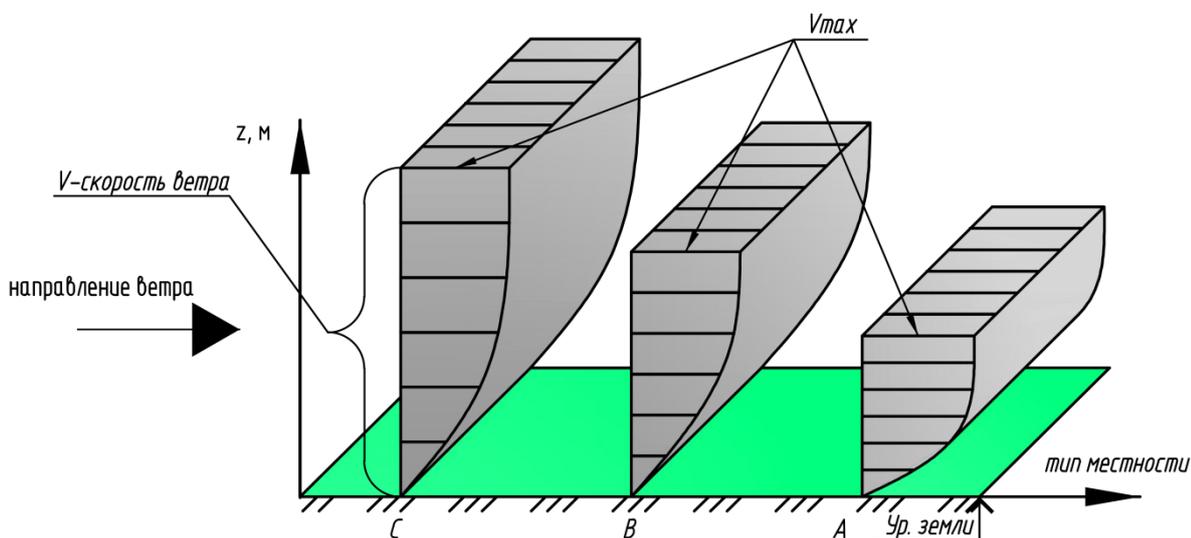


Рис. 13 Изменение скорости ветра в зависимости от высоты над поверхностью земли и типа местности

Целью данного пункта является нахождение распределенной ветровой нагрузки на раму $q_e = w_n \cdot l \cdot \gamma_f$, где w_n – нормативная ветровая нагрузка на квадратный метр вертикальной поверхности здания, определяемая по формуле 11.1 [2]

$$w_n = w_m + w_p,$$

где w_m – нормативное значение средней составляющей ветровой нагрузки;

w_p – нормативное значение пульсационной составляющей ветровой нагрузки.

Определение средней составляющей ветровой нагрузки w_m

1. По карте 3 прил. Ж [2] в зависимости от места строительства (см. задание) определить ветровой район по давлению ветра.

2. По табл. 11.1 [2] в зависимости от ветрового района определить нормативное значение ветрового давления w_0 .

3. В соответствии с п. 11.1.5 [2] определить эквивалентную высоту z_e исходя из габаритов здания. В зависимости от этого будет определен характер распределения давления ветра по высоте здания. А именно для зданий:

а) схема № 1 (рис. 15) – при $h \leq d \rightarrow z_e = h$;

б) схема № 2 (рис. 15) – при $d < h \leq 2d$:

для $z \geq h - d \rightarrow z_e = h$;

для $0 < z < h - d \rightarrow z_e = d$;

в) схема № 3 (рис. 15) – при $h > 2d$:

для $z \geq h - d \rightarrow z_e = h$;

для $d < z < h - d \rightarrow z_e = z$;

для $0 < z \leq d \rightarrow z_e = d$.

Здесь z – высота от поверхности земли;

d – размер здания (без учета его стилобатной части) в направлении, перпендикулярном расчетному направлению ветра (другими словами – длина стены, перпендикулярная направлению ветра);

h – высота здания (высота от уровня земли до верхней отметки стены).

4. По табл. 11.2 [2] в зависимости от типа местности (см. задание) и от эквивалентной высоты z_e , определить коэффициент распределения давления по высоте $k(z_e)$ (п. 11.1.6 [2]).

5. С помощью п. 11.1.7 [2] и прил. Д [2] определить аэродинамический коэффициент внешнего давления c , который зависит от формы сооружения и ориентации поверхности по отношению к направлению ветра (наветренная, подветренная сторона, кровля, торцы здания и т.д.). На данном этапе расчёта давление на кровлю допускается не учитывать в запас несущей способности, следовательно, коэффициент внешнего давления c определяем только для наветренной c_1 и подветренной c_2 стороны (рис. 14).

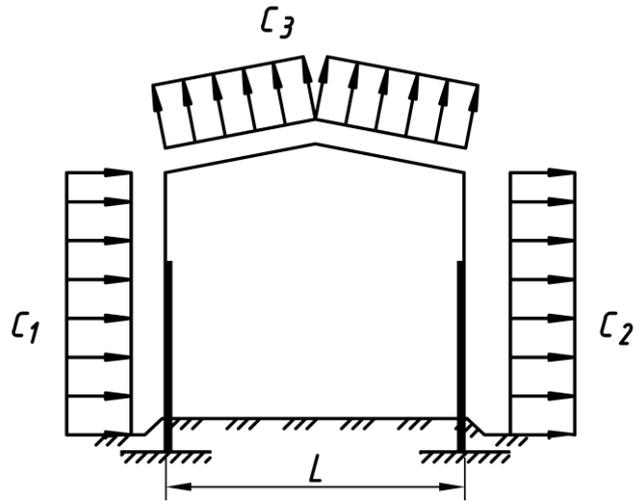


Рис. 14 К определению c_1 и c_2

- б. Вычислить нормативное значение средней составляющей ветровой нагрузки для наветренной и подветренной стороны по формуле 11.2/21

$w_{m1} = w_0 \cdot k(z_e) \cdot c_1$ – ветровое давление, действующее на наветренную сторону;

$w_{m2} = w_0 \cdot k(z_e) \cdot c_2$ – ветровое давление, действующее на подветренную сторону;

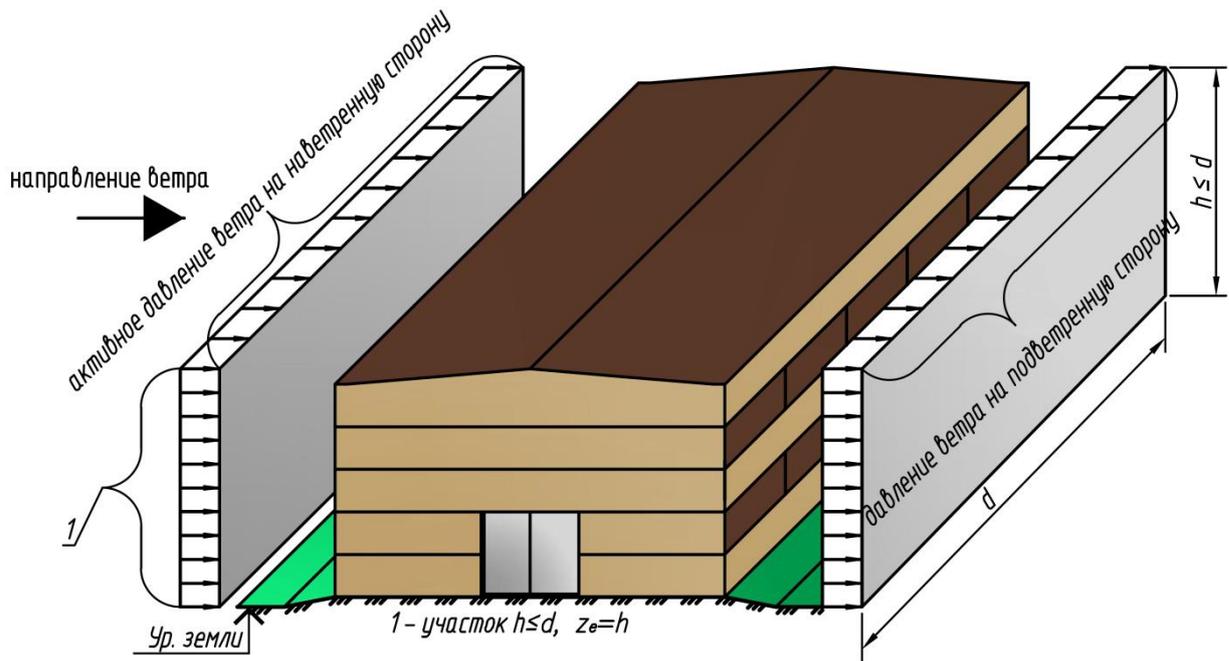


Схема №1

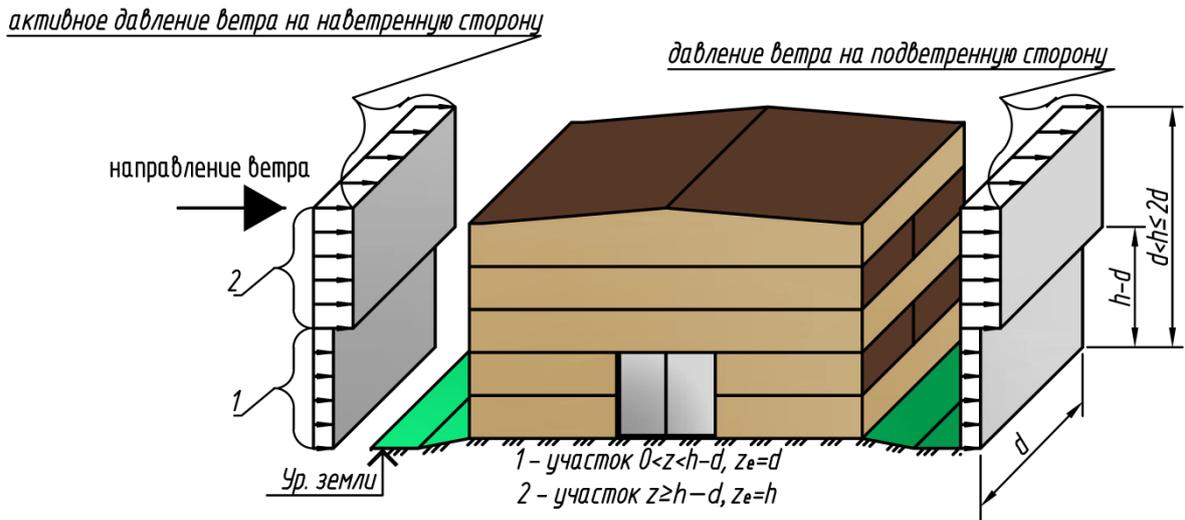


Схема №2

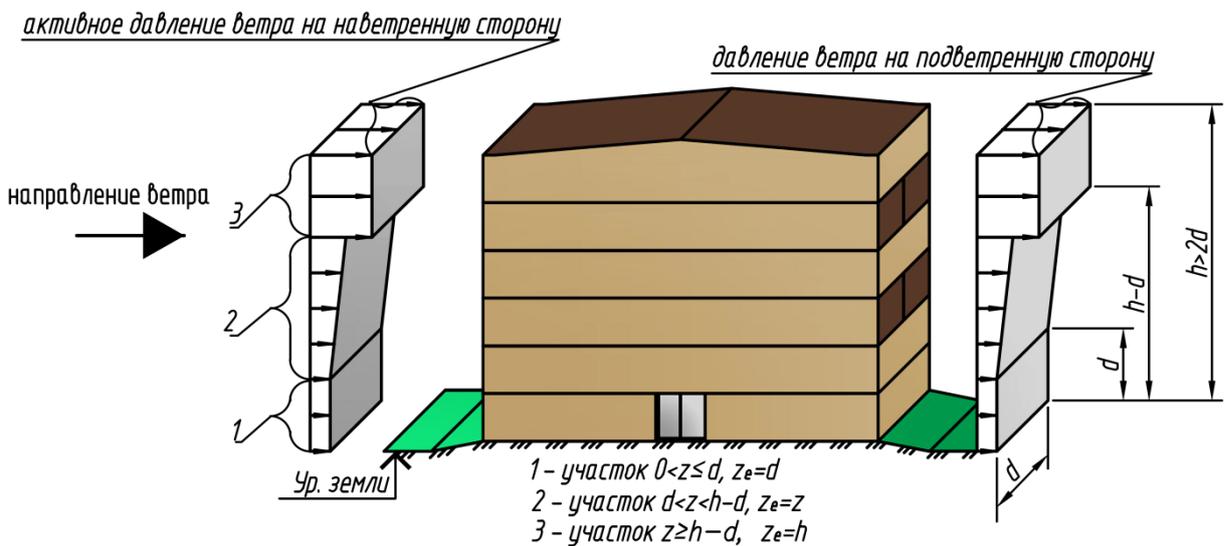


Схема №3

Рис. 15 Распределение ветровой нагрузки по высоте здания

Определение пульсационной составляющей ветровой нагрузки w_p

1. В соответствии с п. 11.1.8 [2] по табл. 11.4 [2] находим коэффициент пульсации давления ветра $\zeta(z_e)$, который, как и коэффициент k изменяется в зависимости от габаритов здания и высоты.
2. Коэффициент пространственной корреляции пульсаций давления ν следует определять для расчетной поверхности сооружения. Эти расчетные поверхности могут быть по-разному ориентированы по отношению к направлению ветра. Например, в нашем случае, когда собирается нагрузка на поперечную раму продольная стена является нормальной к направлению

ветра и совпадает с плоскостью ZOY на рис. 16, торцы здания – ZOX и кровля – XOY . Поскольку в расчёте рассматривается плоская рама, то давление на торцы не рассматривается.

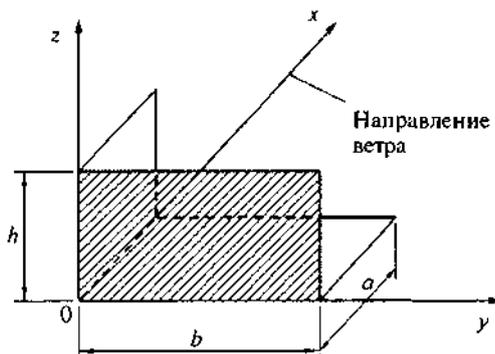


Рис. 16 Основная система координат при определении коэффициента корреляции ν

Если расчетная поверхность близка к прямоугольнику, ориентированному так, что его стороны параллельны основным осям (рис. 16), то коэффициент ν следует определять по табл. 11.6 [2] в зависимости от параметров ρ и χ , принимаемых по табл. 11.7 [2].

3. В общем случае пульсационная составляющая определяется в зависимости от собственной частоты здания, которая определяется с помощью методов строительной механики с учетом конструктивной схемы и действующих постоянных и временных нагрузок. Согласно прим. 11.1.8 [2] при расчете одноэтажных производственных зданий высотой до 36 м и при отношении высоты к пролету менее 1,5, размещаемых в местностях типа А и В, допускается пульсационную составляющую ветровой нагрузки определять по формуле 11.5 [2]

– для наветренной стороны

$$w_{p1} = w_{m1} \cdot \zeta(z_e) \cdot \nu;$$

– для подветренной стороны

$$w_{p2} = w_{m2} \cdot \zeta(z_e) \cdot \nu,$$

где w_m – нормативное значение средней составляющей ветровой нагрузки для соответствующей стороны (см. выше);

$\zeta(z_e)$ – коэффициент пульсации давления ветра;

ν – коэффициент пространственной корреляции пульсаций давления ветра.

Определение нормативного значения ветровой нагрузки w_n

Находим нормативное значение ветровой нагрузки на квадратный метр вертикальной поверхности здания по уже известной нам формуле

– для наветренной стороны

$$w_{n1} = w_{m1} + w_{p1};$$

– для подветренной стороны

$$w_{n2} = w_{m2} + w_{p2}.$$

Определение распределенной ветровой нагрузки q_e , действующей на колонну рамы

Определяем расчетное значение распределенной ветровой нагрузки

– для наветренной стороны

$$q_{e1} = w_{n1} \cdot l \cdot \gamma_f;$$

– для подветренной стороны

$$q_{e2} = w_{n2} \cdot l \cdot \gamma_f,$$

где l – шаг колонн (в общем случае – ширина грузовой площади);

γ_f – коэффициент надёжности по ветровой нагрузке принимаемый равным 1,4 (n.11.1.12).

3.3 Пример определения нагрузок на раму

Определение нагрузок на раму рационально разделить на два этапа: на первом этапе определяется интенсивность нормативных и расчетных распределенных и сосредоточенных нагрузок (табл. 1), на втором этапе производится сбор расчетных нагрузок, приложенных к поперечной раме.

Определение нагрузок на поперечную раму производится для здания с параметрами, приведенными в n. 2.5.

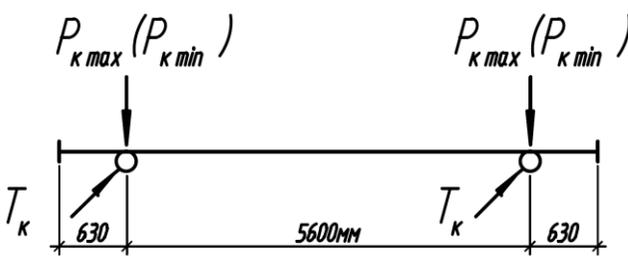
Таблица 1

ПОДСЧЕТ ИНТЕНСИВНОСТИ НАГРУЗОК

Ед. измер.	Виды нагрузок. Вычисления	Нормативная нагрузка		Коэффициент надежности по нагрузке γ_f	Расчетная нагрузка		
		Обозначение	Величина		Обозначение	Величина	
ПОСТОЯННЫЕ НАГРУЗКИ							
$кН/м^2$	<p>1. Ограждающие конструкции покрытия (прил., табл. 4) Железобетонная плита покрытия (с заливкой швов) размером 0,3х3,0х6,0. Пароизоляция из одного слоя битумной мастики. Утеплитель: – полужёсткие минераловатные плиты, $t=0,04$ м, $\gamma = 1,15кН/м^3$; (нижний теплоизолирующий слой) – жёсткие минераловатные плиты, $t=0,1$ м, $\gamma = 1,9кН/м^3$; (верхний теплоизолирующий слой) Гидроизоляция из ПВХ мембраны, $t=0,0012$м Собственный вес связей по покрытию</p> <p style="text-align: right;">Итого:</p>		1,6	1,1		1,76	
			0,012	1,3		0,0157	
			0,046	1,2		0,055	
			0,19	1,2		0,228	
			0,015	1,2		0,018	
			0,05	1,05		0,053	
		$g_{и}^H$	1,91		$g_{и}$	2,13	
$кН/м^2$	<p>2. Ограждающие конструкции стен (прил., табл. 5) «Сэндвич» – панели высотой 1,2 и 1,8 м, длиной 6 м и $t=0,2$ м Переплеты остекления</p>		$g_{ст}^H$	0,31	1,2	$g_{ст}$	0,372
			$g_{ост}^H$	0,5	1,1	$g_{ост}$	0,55

Ед. измер.	Виды нагрузок. Вычисления	Нормативная нагрузка		Коэффициент надежности по нагрузке γ_f	Расчетная нагрузка	
		Обозначение	Величина		Обозначение	Величина
кН/м	<p>3. Подкрановая балка с рельсом</p> <p>По принятому сечению балки (<i>прил., табл. 3</i>) определяем ее вес $\gamma_{нб} = (0,4 \cdot 0,018 + 0,25 \cdot 0,012 + 0,99 \cdot 0,01) \cdot 78,5 = 1,58$, где $78,5 \text{ кН/м}^3$ – объемный вес прокатной стали. Вес рельса (<i>прил., табл.2</i>) $\gamma_p = 0,5981$</p> <p>Итого: $g_{нб}^H = (\gamma_{нб} + \gamma_p) \cdot k = (1,58 + 0,5981) \cdot 1,3 = 2,83$</p>	$g_{нб}^H$	2,83	1,05	$g_{нб}$	2,97
ВРЕМЕННЫЕ (КРАТКОВРЕМЕННЫЕ) НАГРУЗКИ						
кН/м ²	<p>4. Снеговая нагрузка</p> <p>Место строительства: г. Санкт-Петербург, III район (<i>прил. Ж карта 1[2]</i>), $V=4 \text{ м/с}$ (<i>прил. Ж карта 2[2]</i>), $t=-10^0\text{C}$ (<i>прил. Ж карта 5[2]</i>), тип местности В (см. задание). По формуле <i>10.1 [2]</i> определяем нормативную снеговую нагрузку $S_{сн}^H = 0,7 \cdot c_e \cdot c_t \cdot \mu \cdot S_g = 0,7 \cdot 0,7 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,8 = 0,88$</p> <ul style="list-style-type: none"> • $S_g = 1,8 \text{ кН/м}^2$ (<i>табл. 10.1[2]</i>); • $\mu = 1,0$ (<i>табл. Г.1[2]</i>), т.к. в нашем случае $\alpha = 5,7^\circ$; • так как уклон проектируемого однопролетного здания $i=0,1$ и средняя скорость ветра за три наиболее холодных месяца $V=4 \text{ м/с}$, то коэффициент сноса снега c_e вычисляем по формуле <i>10.2 [2]</i> $c_e = (1,2 - 0,1 \cdot V \cdot \sqrt{k}) \cdot (0,8 + 0,002b) = (1,2 - 0,1 \cdot 4 \cdot \sqrt{0,87}) \cdot (0,8 + 0,002 \cdot 24) = 0,7$, где $k=0,87$ – коэффициент, принимаемый по <i>табл. 11.2 [2]</i> в зависи- 	$S_{сн}^H$	0,88	1,4	$S_{сн}$	1,23

Ед. измер.	Виды нагрузок. Вычисления	Нормативная нагрузка		Коэффициент надежности по нагрузке γ_f	Расчетная нагрузка	
		Обозначение	Величина		Обозначение	Величина
	<p>мости от высоты здания и типа местности, в нашем случае высота здания $h=21,3$ м; $b=24$ м – ширина покрытия, принимаемая не более 100 м.</p> <ul style="list-style-type: none"> Вследствие того, что проектируемое здание имеет утепленную кровлю, то термический коэффициент принимаем равным $c_t = 1,0$ (<u>п. 10.10 [2]</u>). 					

Ед. измер.	Виды нагрузок. Вычисления	Нормативная нагрузка		Коэффициент надежности по нагрузке γ_f	Расчетная нагрузка	
		Обозначение	Величина		Обозначение	Величина
кН	<p>5. Крановая нагрузка</p>  <p><u>Вертикальные давления колес крана:</u> – максимальное (<i>прил., табл. 1</i>) – минимальное</p> $P_{k \min}^n = \frac{Q + G_{кр}}{n_0} - P_{k \max}^n = \frac{500 + 690}{2} - 470 = 125,$ <p>где Q – грузоподъемность крана; $G_{кр}$ – вес крана с тележкой (<i>прил., табл. 1</i>); n_0 – число колес на одной стороне крана.</p> <p><u>Горизонтальные давления колес крана:</u></p> $T_k^n = \frac{\beta \cdot (Q + G_m)}{n_0} = \frac{0,05 \cdot (500 + 135)}{2} = 15,9,$ <p>где $\beta = 0,05$ – для кранов с гибким подвесом груза; G_m – масса тележки (<i>прил., табл. 1</i>).</p>					
		$P_{k \max}^n$	470	1,2	$P_{k \max}$	564
		$P_{k \min}^n$	125	1,2	$P_{k \min}$	150
		T_k^n	15,9	1,2	T_k	19,1

Ед. измер.	Виды нагрузок. Вычисления	Нормативная нагрузка		Коэффициент надежности по нагрузке γ_f	Расчетная нагрузка	
		Обозначение	Величина		Обозначение	Величина
кН/м ²	<p>6. Ветровая нагрузка</p> <p><u>Определение средней составляющей ветровой нагрузки w_m</u></p> <p>1. Ветровой район по давлению ветра в г. Санкт-Петербург (см. задание) – II район (<u>прил. Ж [2] карта 3</u>).</p> <p>2. Нормативное значение ветрового давления $w_0 = 0,3 \text{ кПа}$ (<u>табл. 11.1 [2]</u>).</p> <p>3. Так как $h=21,3 \text{ м} < d=78,0 \text{ м}$, то эквивалентную высоту здания z_e принимаем $z_e = h = 21,3 \text{ м}$.</p> <p>4. Коэффициент распределения давления по высоте $k(z_e = 21,3) = 0,87$ (<u>табл. 11.2 [2]</u>).</p> <p>5. Аэродинамический коэффициент c (<u>табл. Д.2 [2]</u>)</p> <p>– для наветренной стороны $c_1 = 0,8$</p> <p>– для подветренной стороны $c_2 = -0,5$</p> <p>6. По формуле <u>11.2 [2]</u> вычисляем нормативное значение средней составляющей ветровой нагрузки</p> <p>– для наветренной стороны $w_{m1} = w_0 \cdot k(z_e) \cdot c_1 = 0,3 \cdot 0,87 \cdot 0,8 = 0,21 \text{ кПа}$;</p> <p>– для подветренной стороны $w_{m2} = w_0 \cdot k(z_e) \cdot c_2 = 0,3 \cdot 0,87 \cdot (-0,5) = -0,13 \text{ кПа}$.</p> <p><u>Определение пульсационной составляющей ветровой нагрузки w_p</u></p> <p>1. Коэффициент пульсации давления ветра $\zeta(z_e = 21,3) = 0,91$ (<u>табл. 11.4 [2]</u>).</p> <p>2. Основной координатной плоскостью, параллельно которой</p>	w_{n1}	0,33	1,4	w_1	0,46
		w_{n2}	-0,2	1,4	w_2	0,28

Ед. измер.	Виды нагрузок. Вычисления	Нормативная нагрузка		Коэффициент надежности по нагрузке γ_f	Расчетная нагрузка	
		Обозначение	Величина		Обозначение	Величина
	<p>расположена расчетная поверхность (продольная стена здания), является плоскость ZOY (рис. 11.2 [2]), в соответствии с этим по табл. 11.7 [2] находим коэффициенты</p> <ul style="list-style-type: none"> – $\rho = b = 78,0 м$; – $\chi = h = 21,3 м$. <p>По табл. 11.6 [2] определяем коэффициент пространственной корреляции $-v = 0,613$</p> <p>3. Вычисляем пульсационную составляющую ветровой нагрузки по формуле 11.5 [2]</p> <ul style="list-style-type: none"> – для наветренной стороны $w_{p1} = w_{m1} \cdot \zeta(z_e) \cdot v = 0,21 \cdot 0,91 \cdot 0,613 = 0,12 кПа$; – для подветренной стороны $w_{p2} = w_{m2} \cdot \zeta(z_e) \cdot v = -0,13 \cdot 0,91 \cdot 0,613 = -0,07 кПа$. <p><u>Определение нормативного значения ветровой нагрузки w_n</u></p> <p>По формуле 11.1 [2] вычисляем нормативное значение ветровой нагрузки</p> <ul style="list-style-type: none"> – для наветренной стороны $w_{n1} = w_{m1} + w_{p1} = 0,21 + 0,12 = 0,33 кПа$; – для подветренной стороны $w_{n2} = w_{m2} + w_{p2} = -0,13 + (-0,07) = -0,2 кПа$. 					

СБОР НАГРУЗОК НА РАМУ
ПОСТОЯННЫЕ НАГРУЗКИ

1. Шатер

- Распределенная нагрузка на ригель

$$q_{ш} = \frac{g_{ш} \cdot l}{\cos \alpha} = \frac{2,13 \cdot 6,0}{1,00} = 12,78 \text{ кН/м}$$

α - угол уклона верхнего пояса ригеля; принято $\cos \alpha \cong 1$

- Сосредоточенная нагрузка в узле фермы

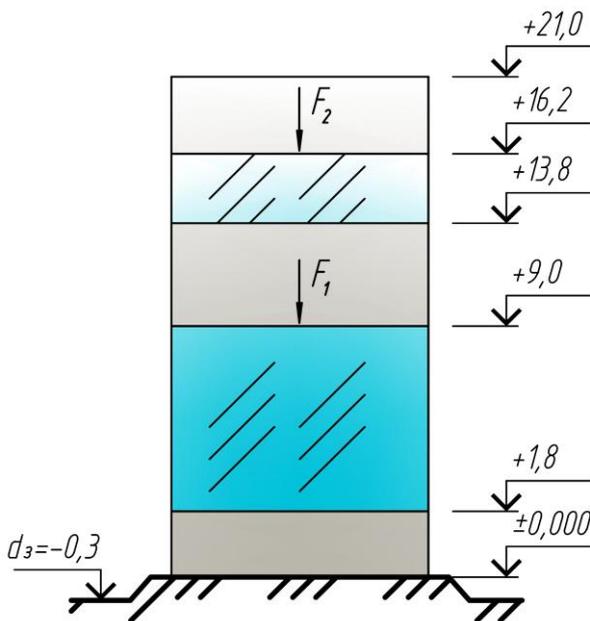
$$F_{ш} = q_{ш} \cdot l_n = 12,78 \cdot 3 = 38,34 \text{ кН}$$

2. Стены

- Сосредоточенные нагрузки на колонну

$$F_1 = g_{см} \cdot l \cdot (13,8 - 9,0) + g_{осм} \cdot l \cdot (16,2 - 13,8) = 0,372 \cdot 6,0 \cdot 4,8 + 0,55 \cdot 6,0 \cdot 2,4 = 18,6 \text{ кН}$$

$$F_2 = g_{см} \cdot l \cdot (21,0 - 16,2) = 0,372 \cdot 6,0 \cdot 4,8 = 10,71 \text{ кН}$$



- Моменты на колонну

$$M_1 = F_1 \cdot e_1 = 18,6 \cdot 0,6 = 11,16 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_2 = F_2 \cdot e_2 = 10,71 \cdot 0,35 = 3,75 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

3. Подкрановые балки

- Сосредоточенная нагрузка от веса балок

$$F_{нб} = l_n \cdot g_{нб} = 6,0 \cdot 2,97 = 17,82 \text{ кН}$$

ВРЕМЕННЫЕ (КРАТКОВРЕМЕННЫЕ) НАГРУЗКИ

4. Снег

- Распределенная нагрузка на ригель

$$q_{сн} = S_{сн} \cdot l = 1,23 \cdot 6,0 = 7,38 \text{ кН/м}$$

- Сосредоточенная нагрузка в узле фермы

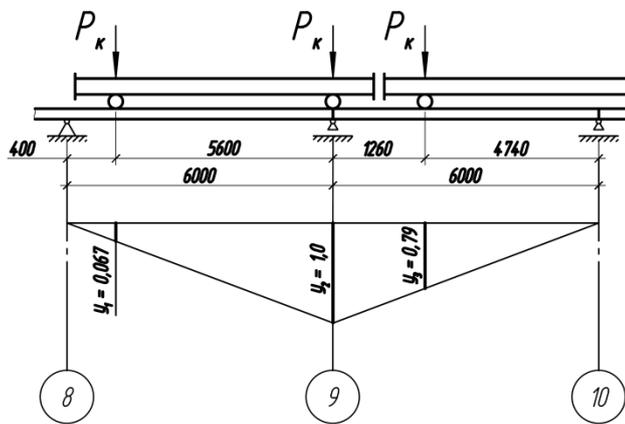
$$F_{сн} = q_{сн} \cdot l_n = 7,38 \cdot 3 = 22,14 \text{ кН}$$

5. Вертикальная крановая нагрузка

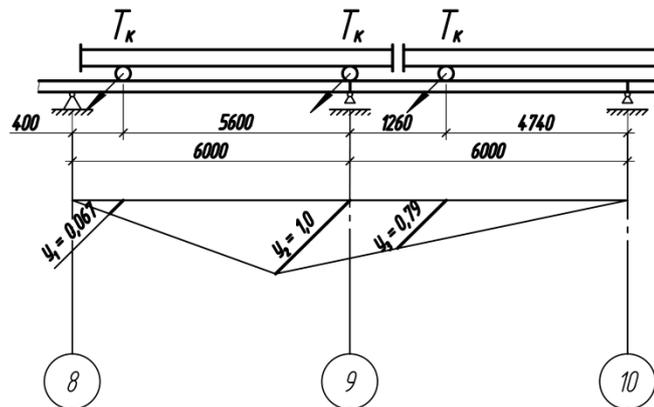
- Давление от двух кранов

$$D_{\max} = \sum P_{k \max} \cdot y_i \cdot \psi = 564 \cdot 1,857 \cdot 0,85 = 890,25 \text{ кН}$$

$$D_{\min} = \sum P_{k \min} \cdot y_i \cdot \psi = 150 \cdot 1,857 \cdot 0,85 = 236,77 \text{ кН}$$

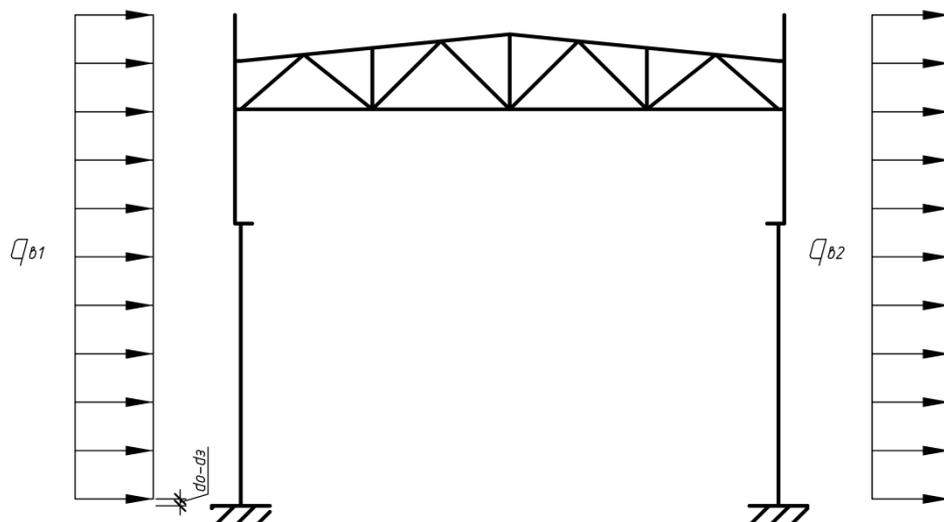


6. Горизонтальная крановая нагрузка



$$T = \sum T_k \cdot y_i \cdot \psi = 19,1 \cdot 1,857 \cdot 0,85 = 30,1 \text{ кН}$$

7. Ветер (слева)



Расчетное значение распределенной ветровой нагрузки

- для наветренной стороны

$$q_{в1} = w_1 \cdot l = 0,46 \cdot 6,0 = 2,76 \text{ кН/м};$$

- для подветренной стороны

$$q_{в2} = w_2 \cdot l = 0,28 \cdot 6,0 = 1,68 \text{ кН/м}.$$

3.4 Определение предварительных размеров сечений элементов расчетной схемы

Для статического расчета поперечной рамы необходимо назначить жесткость элементам рамы, следовательно, необходимо определить их предварительные размеры сечений. Определение размеров поперечных сечений производится по их геометрическим характеристикам, которые вычисляются в соответствии с зависимостями п. 2.2.3 [3], а также исходя из опыта проектирования.

Стропильная ферма

Площадь поясов стропильной фермы определяется по формуле

$$A_{\phi} = \frac{2 \cdot M_{\max}}{R_y \cdot h_{\phi 0}} \cdot 1,15 \cdot \mu = \frac{2 \cdot 145152}{235 \cdot 330} \cdot 1,15 \cdot 0,7 \cdot 10 = 30,1 \text{ см}^2,$$

где M_{\max} – максимальный изгибающий момент в середине пролета ригеля как в простой балке от расчетной нагрузки, включающей снеговую и постоянную нагрузку на кровлю;

$h_{\phi 0} = 330 \text{ см}^2$ – расстояние между центрами тяжести поясов фермы;

$R_y = 235 \text{ МПа}$ – расчетное сопротивление стали марки СтЗпс5 (табл. В.5 [1]);

$\mu = 0,7$ – коэффициент, учитывающий уклон верхнего пояса и деформативность решётки фермы, при $i=1/8 \dots 1/10$ $\mu = 0,7$; при $i=1/15$ $\mu = 0,8$; при $i=0$ $\mu = 0,9$.

$$M_{\max} = \frac{(q_{ш} + q_{сн}) \cdot L^2}{8} = \frac{(12,78 + 7,38) \cdot 24,0^2}{8} = 1451,52 \text{ кН} \cdot \text{м} = 145152 \text{ кН} \cdot \text{см},$$

где L – пролет фермы.

Требуемая площадь одного уголка пояса

$$A_{\text{уг}} = \frac{A_{\phi}}{4} = \frac{30,1}{4} = 7,5 \text{ см}^2.$$

Для верхнего пояса принимаем сечение – 2 L 70x70x6, для нижнего пояса – 2 L 60x60x8.

Для раскосов принимаем – 2 L 50x50x8, для стоек – 2 L 45x45x6.

Колонна

Размеры сечений, как нижней части, так и верхней части колонн, на данном этапе, определяют исходя из опыта проектирования по приближенным формулам, ориентируясь на ширину колонны определенной в ходе компоновки конструктивной схемы каркаса (п. 2.5).

Нижняя часть колонны (рис. 17)

- ширина колонны $h_n = 1,0 \text{ м}$ (п. 2.5);
- высота сечения $0,4 \cdot h_n = 0,4 \cdot 1,0 = 0,4 \text{ м}$.

Далее по сортаменту определяют № двутавра, ориентируясь на высоту сечения. В рассматриваемом примере для нижней части составной колонны принят прокатный двутавр №45Б1.

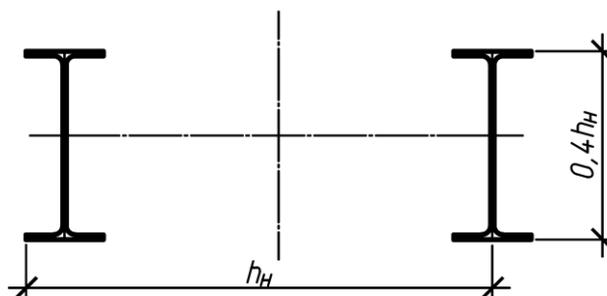


Рис. 17 Составное сквозное сечение нижней части колонны

Верхняя часть колонны (рис. 18)

- ширина колонны $h_g = 0,5 \text{ м}$ (п. 2.5);
- высота сечения $0,5 \cdot h_g = 0,5 \cdot 0,5 = 0,25 \text{ м}$;
- толщина полки $\frac{h_g}{50} = \frac{0,5}{50} = 0,01 \text{ м}$;
- толщина стенки $\frac{h_g}{60} = \frac{0,5}{60} = 0,008 \text{ м}$.

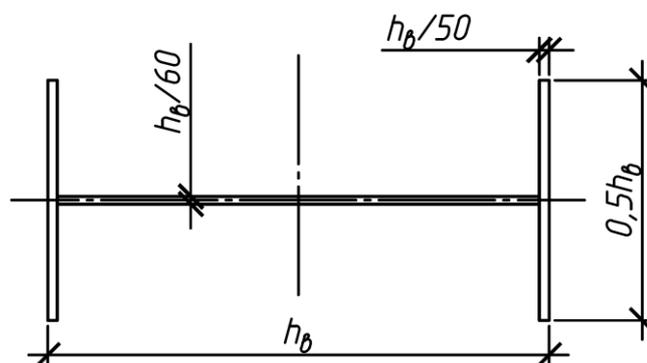


Рис. 18 Составной двутавр верхней части колонны

3.5 Определение расчетных сочетаний усилий (РСУ) в колоннах рам

После того как исходные данные для расчета поперечной рамы сформированы выполняют статический расчет. Результаты статического расчета оформляются в виде сводной таблицы усилий, найденных в характерных сечениях (сечения 1, 2, 3,4) колонны (рис. 19) от всех видов нагрузок (табл.2). Затем производится определение расчетных сочетаний усилий в соответствии с правилами, изложенными далее. Положительные направления усилий в стержнях приняты как показано на рис. 20.

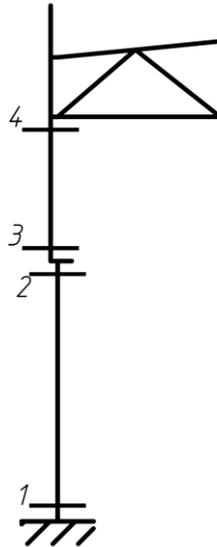


Рис. 19 Разбивка левой колонны рамы на прямолинейные участки постоянной жесткости

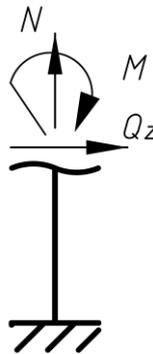


Рис. 20 Положительные направления усилий

В приведенном примере расчета рамы рассматривается случай, когда воздействие ветра, двух мостовых кранов и снеговая нагрузка относятся к категории кратковременных нагрузок. Следовательно, для определения расчетных усилий в колонне рамы необходимо рассмотреть основные сочетания нагрузок, состоящие из постоянных и кратковременных (п.6.2 [2])

$$C_m = P_d + (\psi_{t1} \cdot P_{t1} + \psi_{t2} \cdot P_{t2} + \psi_{t3} \cdot P_{t3} + \dots),$$

где P_d – постоянные нагрузки;

$P_{ti} (i = 1, 2, 3, \dots)$ – кратковременные нагрузки;

$\psi_{ti} (i = 1, 2, 3, \dots)$ – коэффициенты сочетаний для кратковременных нагрузок.

Для основных сочетаний необходимо использовать следующие значения коэффициентов сочетаний кратковременных нагрузок (п. 6.4 [2])

$$\psi_{t1} = 1,0, \psi_{t2} = 0,9, \psi_{t3} = \psi_{t4} = \dots = 0,7,$$

где ψ_{t1} – коэффициент сочетаний, соответствующий основной по степени влияния кратковременной нагрузке;

ψ_{12} – коэффициент сочетаний, соответствующий второй кратковременной нагрузке;

ψ_{13}, ψ_{14} – коэффициенты сочетаний для остальных кратковременных нагрузок.

Для определения расчетных усилий в каждом сечении колонны составляются сочетания (или комбинации) усилий, которые определяют:

для сечений 1, 2

- по наибольшим сжимающим силам $-N_g$ в ветвях нижней части колонны (подкрановой и наружной ветви);

для сечений 3, 4

- в первом приближении по наибольшим сжимающим силам $-N_g$ в поясах верхней части колонны (наружном и внутреннем поясе);
- при повторном расчёте после подбора сечения по максимальным напряжениям в поясах верхней части колонны.

При выборе кратковременных нагрузок, входящих в искомую комбинацию, следует учитывать:

1. К сопутствующим нагрузкам относят – вертикальную крановую (№3 или №4) и поперечное торможение (одну из ряда №5, №6, №7, №8), т.е. вертикальная крановая нагрузка и поперечное торможение считаются одной кратковременной нагрузкой, и место приложения поперечной тормозной силы не связано с положением тележки крана.

2. К взаимоисключающим нагрузкам относят: ветер слева и ветер справа; вертикальные крановые (№3 и №4); поперечное торможение (№5, №6, №7, №8); ветровые нагрузки (№9 и №10). Для пояснения: ветер не может одновременно воздействовать слева и справа, а кран находится с тележкой справа и слева и т.п..

3. Основной по степени влияния ($\psi_{11} = 1,0$) считается та кратковременная нагрузка, которая будет давать наибольший вклад в усилие, по которому составляется искомая комбинация.

4. Для внецентренно сжатых колонн сквозного сечения (нижняя часть колонны) приближенным критерием для оценки наиболее опасного сочетания нагрузок, а также для нахождения максимальной сжимающей силы в ветви колонны, является условная продольная сила в ветви колонны (подкрановая $N_{пв}$ и наружная $N_{нв}$ ветви). Так для подкрановой ветви

$$N_{пв} = \frac{N}{2} - \frac{M}{h_0}, \text{ для наружной ветви } N_{нв} = \frac{N}{2} + \frac{M}{h_0},$$

где h_0 – расстояние между центрами тяжести ветвей колонны (в сквозных колоннах $h_0 = h - z_0$, где h – высота сечения колонны, а z_0 – составляет для колонны, состоящей из двутавров примерно 10,0 см, двутавра и швеллера примерно 3,0 см);

N – продольная сила (в формулу подставлять со своим знаком);

M – момент (в формулу подставлять со своим знаком);

Такой же метод определения может быть применен приближенно для сплошного сечения (в нашем случае, верхняя часть колонны). В этом случае принимается $h_0 = h_e$ – высота сечения колонны верхней части.

Иллюстрация приложения усилий приведена на *рис. 21, рис. 22.*

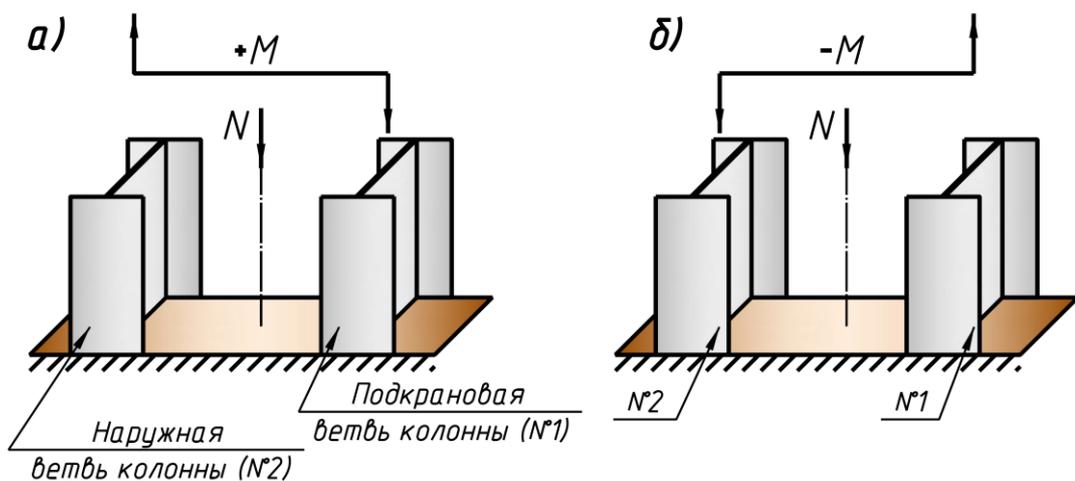


Рис. 21 Нижняя часть колонны: а – момент растягивает волокна наружной ветви;

б – момент растягивает волокна подкрановой ветви

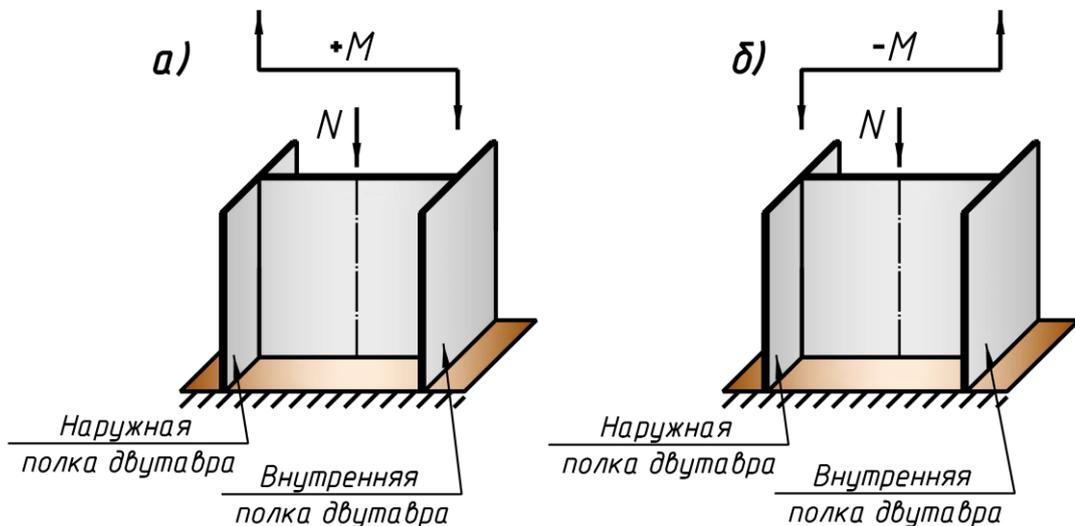


Рис. 22 Верхняя часть колонны: а – момент растягивает наружную полку двутавра;

б – момент растягивает внутреннюю полку двутавра

Расчет анкерных болтов

Для расчета анкерных болтов (сечение 1) (*табл.3.1*), работающих на растяжение, расчетной комбинацией будет комбинация, в которой момент будет иметь наибольшее значение, а продольная сила - наименьшее. Таких комбинаций может быть две: комбинация, в которую входят:

- постоянные нагрузки и ветер;
- постоянные нагрузки и временные нагрузки (только те, которые соответствуют условию $M \rightarrow \max$, $N \rightarrow \min$).

В отличие от расчета колонн при расчете анкерных болтов все постоянные нагрузки, дающие сжимающие усилия на ветвь, принимаются с коэффициентом надёжности по нагрузке $n = 0,9$. Для этого усилия от постоянных нагрузок должны быть умножены на коэффициент

$$k = \frac{n_{\text{недогрузки}}}{n_{\text{перегрузки}}} = \frac{0,9}{1,1} = 0,82$$

Усилия в левой колонне рамы с жестким сопряжением ригеля с колонной

№ п/п	Нагрузка	Сечение 1			Сечение 2		Сечение 3		Сечение 4		
		$M,$ $кН·м$	$N,$ $кН$	$Q_z,$ $кН$	$M,$ $кН·м$	$N,$ $кН$	$M,$ $кН·м$	$N,$ $кН$	$M,$ $кН·м$	$N,$ $кН$	$Q_z,$ $кН$
1.	Постоянная нагрузка	-129.14	-231.94	10.24	9.19	-197.29	44.78	-178.52	99.90	-164.04	10.24
2.	Снег	-72.70	-88.56	6.03	2.18	-88.56	24.32	-88.56	54.57	-88.56	6.03
3.	Вертикальная крановая нагрузка (тележка крана слева)	65.33	-887.57	21.35	330.49	-887.57	-115.31	2.68	-8.19	2.68	21.35
4.	То же, тележка справа	-198.35	-239.45	21.35	66.81	-239.45	-50.902	-2.68	56.22	-2.68	21.35
5.	Поперечное торможение у левой колонны вправо	220.69	1.89	-19.68	-23.76	1.89	-24.23	1.89	-7.47	1.89	10.42
6.	То же, у левой колонны влево	-220.69	-1.89	19.68	23.76	-1.89	24.23	-1.89	7.47	-1.89	-10.42
7.	То же, у правой колонны влево	-144.35	-1.89	10.42	-14.95	-1.89	-14.48	-1.89	37.80	-1.89	10.42
8.	То же, у правой колонны вправо	144.35	1.89	-10.42	14.95	1.89	14.48	1.89	-37.80	1.89	-10.42
9.	Ветер слева	453.32	7.46	-52.89	-0.84	7.46	-2.70	7.46	-65.49	7.46	-5.59
10.	Ветер справа	-406.98	-7.46	41.68	-12.66	-7.46	-10.80	-7.46	75.04	-7.46	12.89

3.5.1 Последовательность определения расчетных сочетаний усилий в искомом сечении

Для сечения 1 (табл. 3, 3.1)

1. Для того чтобы упростить определение сочетаний усилий в сечении 1, следует построить таблицу, которую по строкам условно разделяем на блоки с постоянной нагрузкой и с временными (в нашем случае кратковременными) взаимоисключающими схемами загружений, а по столбцам на блоки с различными коэффициентами сочетаний нагрузок.

2. Заполнить таблицу со значениями усилий M , N , полученных в сечении 1 при расчете левой колонны рамы (табл. 2) с умножением значений на соответствующие коэффициенты сочетаний нагрузок $\psi_{ii} = 1,0 \dots 0,7$.

3. Вычислить усилия в ветвях колонны (подкрановая N_{nv} и наружная $N_{нв}$ ветви) для каждой схемы загрузки.

4. Так как основным расчетным сочетанием для расчета колонны в сечении 1 является сочетание, дающее максимальную сжимающую силу в ветви колонны (подкрановая N_{nv} и наружная $N_{нв}$ ветви), то для ее определения необходимо:

- найти максимальную сжимающую силу N_{nv} ($N_{нв}$) с коэффициентом сочетаний нагрузок $\psi_{i1} = 1,0$;
- найти максимальную сжимающую силу N_{nv} ($N_{нв}$) с коэффициентом сочетаний нагрузок $\psi_{i2} = 0,9$;
- найти максимальную сжимающую силу N_{nv} ($N_{нв}$) с коэффициентом сочетаний нагрузок $\psi_{i3} = 0,7$;
- сложить найденные усилия в ветви N_{nv} ($N_{нв}$) с постоянной нагрузкой.

5. Сформировать табл. 3.1 в соответствии с найденными максимальными сжимающими силами в ветви N_{nv} ($N_{нв}$).

Далее в такой же последовательности определить расчетные сочетания усилий для сечений 2-4, в соответствии с искомыми комбинациями для данных сечений (см. п.3.5). Результаты приведены в табл.3.1-6.1.

Определение расчетных сочетаний усилий для сечения 1

№ Нагрузки	Коэффициент сочетаний $\psi_{i1} = 1,0$				Коэффициент сочетаний $\psi_{i2} = 0,9$				Коэффициент сочетаний $\psi_{i3} = 0,7$			
	Усилия в колонне		Усилия в ветви колонны		Усилия в колонне		Усилия в ветви колонны		Усилия в колонне		Усилия в ветви колонны	
	$M, кН\cdot м$	$N, кН$	$N_{нв}, кН$	$N_{нв}, кН$	$M, кН\cdot м$	$N, кН$	$N_{нв}, кН$	$N_{нв}, кН$	$M, кН\cdot м$	$N, кН$	$N_{нв}, кН$	$N_{нв}, кН$
1	-129.14	-231.94	27.52	-259.46	-	-	-	-	-	-	-	-
2	-72.7	-88.56	36.50	-125.06	-65.43	-79.70	32.85	-112.55	-50.89	-61.99	25.55	-87.54
3+5	286.02	-885.68	-760.64	-125.04	257.42	-797.11	-684.58	-112.54	200.21	-619.98	-532.45	-87.53
3+6	-155.36	-889.46	-272.11	-617.35	-139.82	-800.51	-244.90	-555.62	-108.75	-622.62	-190.48	-432.15
3+7	-79.02	-889.46	-356.93	-532.53	-71.12	-800.51	-321.24	-479.28	-55.31	-622.62	-249.85	-372.77
3+8	209.68	-885.68	-675.82	-209.86	188.71	-797.11	-608.24	-188.88	146.78	-619.98	-473.07	-146.90
4+5	22.34	-237.56	-143.60	-93.96	20.11	-213.80	-129.24	-84.56	15.64	-166.29	-100.52	-65.77
4+6	-419.04	-241.34	344.93	-586.27	-377.14	-217.21	310.44	-527.64	-293.33	-168.94	241.45	-410.39
4+7	-342.7	-241.34	260.11	-501.45	-308.43	-217.21	234.10	-451.30	-239.89	-168.94	182.08	-351.01
4+8	-54	-237.56	-58.78	-178.78	-48.60	-213.80	-52.90	-160.90	-37.80	-166.29	-41.15	-125.15
9	453.32	7.46	-499.96	507.42	407.99	6.71	-449.96	456.68	317.32	5.22	-349.97	355.19
10	-406.98	-7.46	448.47	-455.93	-366.28	-6.71	403.62	-410.34	-284.89	-5.22	313.93	-319.15

Таблица 3.1

Расчетные сочетания усилий для расчета колонны (сечение 1)				
Комбинация	Сочетания нагрузки	Сочетания усилий		
		$M, кН·м$	$N, кН$	$N_{\phi}, кН$
$-N_{\max_{нв}} (+M \text{ и } -N \text{ соотв.})$	$C_m = N_{\phi 1} + (N_{\phi 3} + N_{\phi 5}) \cdot 1,0 + N_{\phi 9} \cdot 0,9$	564.87	-1110.91	-1183.08
$-N_{\max_{пв}} (-M \text{ и } -N \text{ соотв.})$	$C_m = N_{\phi 1} + (N_{\phi 3} + N_{\phi 6}) \cdot 1,0 + N_{\phi 10} \cdot 0,9 + 2 \cdot 0,7$	-701.67	-1190.11	-1374.69
Расчетные сочетания усилий для расчета анкерных болтов (сечение 1)				
Наружная ветвь (нв)	$C_m = 0,82 \cdot N_{\phi 1} + N_{\phi 9}$	347.43	-182.73	
	$C_m = 0,82 \cdot N_{\phi 1} + N_{\phi 9} \cdot 1,0 + (N_{\phi 4} + N_{\phi 5}) \cdot 0,9$	367.53	-396.54	
Подкрановая ветвь (пв)	$C_m = N_{\phi 1} + N_{\phi 10}$	-536.12	-239.4	
	$C_m = N_{\phi 1} + N_{\phi 10} \cdot 1,0 + (N_{\phi 4} + N_{\phi 6}) \cdot 0,9 + 2 \cdot 0,7$	-964.15	-518.6	

Определение расчетных сочетаний усилий для сечения 2

№ Нагрузки	Коэффициент сочетаний $\psi_{i1} = 1,0$				Коэффициент сочетаний $\psi_{i2} = 0,9$				Коэффициент сочетаний $\psi_{i3} = 0,7$			
	Усилия в колонне		Усилие в ветви колонны		Усилия в колонне		Усилие в ветви колонны		Усилия в колонне		Усилие в ветви колонны	
	$M, кН\cdot м$	$N, кН$	$N_{нв}, кН$	$N_{нв}, кН$	$M, кН\cdot м$	$N, кН$	$N_{нв}, кН$	$N_{нв}, кН$	$M, кН\cdot м$	$N, кН$	$N_{нв}, кН$	$N_{нв}, кН$
1	9.19	-197.29	-108.86	-88.43	-	-	-	-	-	-	-	-
2	2.18	-88.56	-46.70	-41.86	1.96	-79.70	-42.03	-37.67	1.53	-61.99	-32.69	-29.30
3+5	306.73	-885.68	-783.65	-102.03	276.06	-797.11	-705.29	-91.83	214.71	-619.98	-548.56	-71.42
3+6	354.25	-889.46	-838.34	-51.12	318.83	-800.51	-754.51	-46.01	247.98	-622.62	-586.84	-35.78
3+7	315.54	-889.46	-795.33	-94.13	283.99	-800.51	-715.80	-84.72	220.88	-622.62	-556.73	-65.89
3+8	345.44	-885.68	-826.66	-59.02	310.90	-797.11	-744.00	-53.12	241.81	-619.98	-578.66	-41.31
4+5	43.05	-237.56	-166.61	-70.95	38.75	-213.80	-149.95	-63.85	30.14	-166.29	-116.63	-49.66
4+6	90.57	-241.34	-221.30	-20.04	81.51	-217.21	-199.17	-18.03	63.40	-168.94	-154.91	-14.03
4+7	51.86	-241.34	-178.29	-63.05	46.67	-217.21	-160.46	-56.74	36.30	-168.94	-124.80	-44.13
4+8	81.76	-237.56	-209.62	-27.94	73.58	-213.80	-188.66	-25.14	57.23	-166.29	-146.74	-19.55
9	-0.84	7.46	4.66	2.80	-0.76	6.71	4.20	2.52	-0.59	5.22	3.26	1.96
10	-12.66	-7.46	10.34	-17.80	-11.39	-6.71	9.30	-16.02	-8.86	-5.22	7.24	-12.46

Таблица 4. 1

Расчетные сочетания усилий для расчета колонны (сечение 2)				
Комбинация	Сочетания нагрузки	Сочетания усилий		
		$M, кН·м$	$N, кН$	$N_{\phi}, кН$
$-N_{\max_{н\phi}} (+M \text{ и } -N \text{ соотв.})$	$C_m = N_{\phi 1} + (N_{\phi 3} + N_{\phi 6}) \cdot 1,0 + N_{\phi 2} \cdot 0,9$	365.40	-1166.45	-989.23
$-N_{\max_{н\phi}} (+M \text{ и } -N \text{ соотв.})$	$C_m = N_{\phi 1} + (N_{\phi 3} + N_{\phi 5}) \cdot 1,0 + N_{\phi 2} \cdot 0,9 + 10 \cdot 0,7$	309.02	-1167.90	-240.59

Определение расчетных сочетаний усилий для сечения 3

№ Нагрузки	Коэффициент сочетаний $\psi_{i1} = 1,0$				Коэффициент сочетаний $\psi_{i2} = 0,9$				Коэффициент сочетаний $\psi_{i3} = 0,7$			
	Усилия в колонне		Усилие в поясе колонны		Усилия в колонне		Усилие в поясе колонны		Усилия в колонне		Усилие в поясе колонны	
	$M, кН\cdot м$	$N, кН$	$N_{en}, кН$	$N_{nn}, кН$	$M, кН\cdot м$	$N, кН$	$N_{en}, кН$	$N_{nn}, кН$	$M, кН\cdot м$	$N, кН$	$N_{en}, кН$	$N_{nn}, кН$
1	44.78	-178.52	-178.82	0.30	-	-	-	-	-	-	-	-
2	24.32	-88.56	-92.92	4.36	21.89	-79.70	-83.63	3.92	17.02	-61.99	-65.04	3.05
3+5	-139.54	4.57	281.37	-276.80	-125.59	4.11	253.23	-249.12	-97.68	3.20	196.96	-193.76
3+6	-91.08	0.79	182.56	-181.77	-81.97	0.71	164.30	-163.59	-63.76	0.55	127.79	-127.24
3+7	-129.79	0.79	259.98	-259.19	-116.81	0.71	233.98	-233.27	-90.85	0.55	181.98	-181.43
3+8	-100.83	4.57	203.95	-199.38	-90.75	4.11	183.55	-179.44	-70.58	3.20	142.76	-139.56
4+5	-75.13	-0.79	149.87	-150.66	-67.62	-0.71	134.88	-135.59	-52.59	-0.55	104.91	-105.46
4+6	-26.67	-4.57	51.06	-55.63	-24.00	-4.11	45.95	-50.07	-18.67	-3.20	35.74	-38.94
4+7	-65.38	-4.57	128.48	-133.05	-58.84	-4.11	115.63	-119.74	-45.77	-3.20	89.94	-93.13
4+8	-36.42	-0.79	72.45	-73.24	-32.78	-0.71	65.20	-65.92	-25.50	-0.55	50.71	-51.27
9	-2.70	7.46	9.13	-1.67	-2.43	6.71	8.22	-1.50	-1.89	5.22	6.39	-1.17
10	-10.80	-7.46	17.87	-25.33	-9.72	-6.71	16.08	-22.80	-7.56	-5.22	12.51	-17.73

Таблица 5.1

Расчетные сочетания усилий для расчета колонны (сечение 3)				
Комбинация	Сочетания нагрузки	Сочетания усилий		
		$M, кН·м$	$N, кН$	$N_в, кН$
$-N_{\max_{en}} (+M \text{ и } N \text{ соотв.})$	$C_m = №1 + №2 \cdot 1,0$	69.10	-267.08	-271.74
$-N_{\max_{in}} (-M \text{ и } N \text{ соотв.})$	$C_m = №1 + (№3 + №5) \cdot 1,0 + №10 \cdot 0,9$	-104.48	-180.66	-299.29

Определение расчетных сочетаний усилий для сечения 4

№ Нагрузки	Коэффициент сочетаний $\psi_{i1} = 1,0$				Коэффициент сочетаний $\psi_{i2} = 0,9$				Коэффициент сочетаний $\psi_{i3} = 0,7$			
	Усилия в колонне		Усилие в поясе колонны		Усилия в колонне		Усилие в поясе колонны		Усилия в колонне		Усилие в поясе колонны	
	$M, кН\cdot м$	$N, кН$	$N_{en}, кН$	$N_{nn}, кН$	$M, кН\cdot м$	$N, кН$	$N_{en}, кН$	$N_{nn}, кН$	$M, кН\cdot м$	$N, кН$	$N_{en}, кН$	$N_{nn}, кН$
1	99.90	-164.04	-281.82	117.78	-	-	-	-	-	-	-	-
2	54.57	-88.56	-153.42	64.86	49.11	-79.70	-138.08	58.37	38.20	-61.99	-107.39	45.40
3+5	-15.66	4.57	33.61	-29.04	-14.09	4.11	30.24	-26.13	-10.96	3.20	23.52	-20.32
3+6	-0.72	0.79	1.84	-1.05	-0.65	0.71	1.65	-0.94	-0.50	0.55	1.28	-0.73
3+7	29.61	0.79	-58.83	59.62	26.65	0.71	-52.94	53.65	20.73	0.55	-41.18	41.73
3+8	-45.99	4.57	94.27	-89.70	-41.39	4.11	84.84	-80.73	-32.19	3.20	65.99	-62.79
4+5	48.75	-0.79	-97.90	97.11	43.88	-0.71	-88.11	87.39	34.13	-0.55	-68.53	67.97
4+6	63.69	-4.57	-129.67	125.10	57.32	-4.11	-116.70	112.59	44.58	-3.20	-90.77	87.57
4+7	94.02	-4.57	-190.33	185.76	84.62	-4.11	-171.29	167.18	65.81	-3.20	-133.23	130.03
4+8	18.42	-0.79	-37.24	36.45	16.58	-0.71	-33.51	32.80	12.89	-0.55	-26.06	25.51
9	-65.49	7.46	134.71	-127.25	-58.94	6.71	121.24	-114.53	-45.84	5.22	94.30	-89.08
10	75.04	-7.46	-153.81	146.35	67.54	-6.71	-138.43	131.72	52.53	-5.22	-107.67	102.45

Таблица 6. 1

Расчетные сочетания усилий для расчета колонны (сечение 4)				
Комбинация	Сочетания нагрузки	Сочетания усилий		
		$M, кН·м$	$N, кН$	$N_в, кН$
$-N_{\max_{en}} (+M \text{ и } N \text{ соотв.})$	$C_m = N_{\text{1}} + (N_{\text{4}} + N_{\text{7}}) \cdot 1,0 + N_{\text{10}} \cdot 0,9 + N_{\text{2}} \cdot 0,7$	299.66	-237.32	-717.97
$-N_{\max_{in}} (-M \text{ и } N \text{ соотв.})$	$C_m = N_{\text{1}} + N_{\text{9}} \cdot 1,0 + (N_{\text{3}} + N_{\text{8}}) \cdot 0,9$	-6.98	-152.47	-90.20

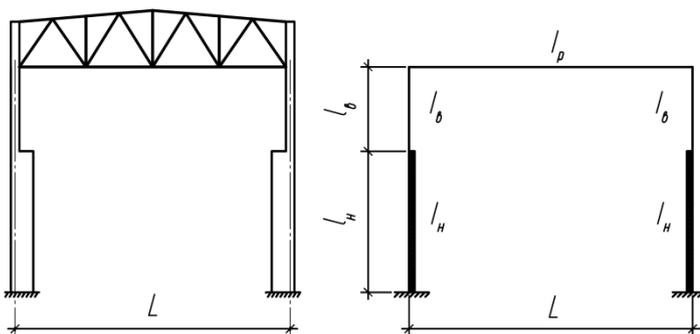
4 ПРИМЕР РАСЧЕТА ПОПЕРЕЧНОЙ РАМЫ КАРКАСА ПРОИЗВОДСТВЕННОГО ЗДАНИЯ МЕТОДОМ ПЕРЕМЕЩЕНИЙ

4.1 Расчетная схема рамы

В процессе разработки компоновочной части проекта была установлена конструктивная схема поперечной рамы. При сборе нагрузок и статическом расчете рамы конструктивная схема преобразуется в расчетную схему с учетом ряда упрощений:

- пролет рамы L в расчетной схеме принимается равным пролету в конструктивной схеме;
- несовпадение центров тяжести верхней и нижней частей колонны (расцентровка) учитывается с помощью изгибающих моментов при сборе нагрузок на раму;
- заделка колонны в фундамент считается на уровне обреза фундамента d_ϕ ;
- решетчатый ригель заменяется эквивалентным сплошным, ось которого совмещается с осью нижнего пояса ригеля;

Рама с жестким сопряжением ригеля и колонны



Рама с шарнирным сопряжением ригеля и колонны

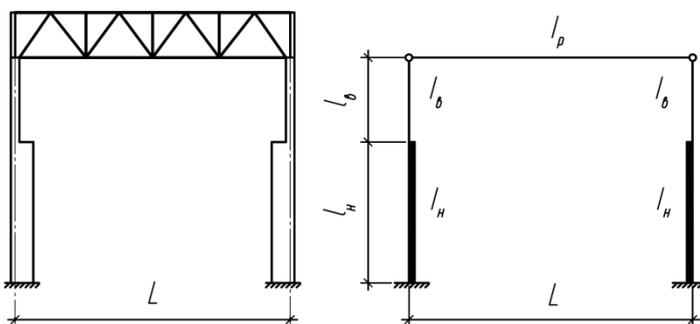


Рис. 23 Схемы однопролетных рам

На рис. 23 представлены конструктивная и расчетная схемы однопролетной рамы с жестким и шарнирным сопряжением ригеля с колонной.

При статическом расчете необходимо задаться отношением моментов инерции элементов рам. В зависимости от пролета рам, высоты колонн, характера и интенсивности нагрузок, отношения моментов инерции элементов рам изменяются в широких пределах:

$$\frac{J_s}{J_n} = 0,08 - 0,25; \quad \frac{J_p}{J_n} = 2,5 - 6,0$$

При проектировании рам отношениями моментов инерций обычно задаются из опыта проектирования или определяют приближенно, по указаниям, приведенным в п. 4.4.

4.2 Нагрузки, действующие на раму

Подробное описание и сбор нагрузок, действующих на раму см. п.п.3.2-3.3. В данном разделе рассмотрим только расхождения с вышеперечисленными пунктами, а именно

1. Постоянная нагрузка от шатра и кратковременная от снега прикладывается к ригелю рамы как равномерно распределенная нагрузка, кроме того нагрузка от шатра включает в себя собственный вес фермы и связей по покрытию;

2. Исходя из опыта проектирования, задают сосредоточенные нагрузки от веса верхней F_s и нижней F_n частей ступенчатой колонны, условно приложенные в низу каждой части колонны;

3. Вследствие того, что ступенчатая колонна заменяется прямолинейным стержнем, то в месте изменения сечения возникает момент;

4. Ветровая распределенная нагрузка q_e заменяется применительно к расчетной схеме рамы см. рис. 25 (выше нижнего пояса ригеля сосредоточенной нагрузкой W_e , от нижнего пояса ригеля до уровня земли эквивалентной равномерно распределенной нагрузкой q_e);

5. Жесткость элементов рамы задается путем вычисления и соотношения их моментов инерции;

6. Эксцентриситет приложения сосредоточенных сил от веса стеновых панелей не учитываем.

7. Горизонтальная сила T условно прикладывается в уровне низа подкрановой балки.

Определение недостающих исходных данных для статического расчета поперечной рамы

1. Постоянная нагрузка от шатра

- Собственный вес фермы.

$$g_\phi = L \cdot \psi \cdot k \cdot \gamma_f = 24,0 \cdot 0,007 \cdot 1,2 \cdot 1,05 = 0,21 \text{ кН} / \text{м}^2,$$

где ψ – коэффициент весовой характеристики ферм, принимается при $L=24$ м $\psi = 0,007$, при $L=30$ м $\psi = 0,009$, при $L=36$ м $\psi = 0,012$;

$k=1,2$ – коэффициент учитывающий вес связей по фермам.

$$g_{uu} = 1,76 + 0,0157 + 0,055 + 0,228 + 0,018 + 0,21 = 2,29 \text{ кН/м}^2$$

- Распределенная нагрузка на ригель

$$q_{uu} = \frac{g_{uu} \cdot l}{\cos \alpha} = \frac{2,29 \cdot 6,0}{1,00} = 13,74 \text{ кН/м}$$

α – угол уклона верхнего пояса ригеля; принято $\cos \alpha \cong 1$.

- Сосредоточенная нагрузка на колонну

$$F_{uu} = \frac{q_{uu} \cdot L}{2} = \frac{13,74 \cdot 24,0}{2} = 164,88 \text{ кН}$$

2. Постоянная нагрузка от колонны

- Вес верхней части колонны

$$F_g = (l_g + h_o) \cdot g_g = (4,98 + 2,2) \cdot 1,1 = 7,9 \text{ кН},$$

где $g_g = 1,0 - 1,15 \text{ кН/м}$.

- Вес нижней части колонны

$$F_n = l_n \cdot g_n = 12,42 \cdot 2,2 = 27,3 \text{ кН},$$

где $g_n = 2,0 - 3,0 \text{ кН/м}$.

3. Моменты в месте изменения сечения

- Момент от постоянной нагрузки

$$M_{uu} = -(F_{uu} + F_g + F_2) \cdot e_1 = -(164,88 + 7,9 + 10,71) \cdot 0,25 = -45,9 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

где F_2 – сосредоточенная нагрузка от веса стеновых панелей (n.3.3);

e_1 – эксцентриситет приложения нагрузок (рис. 24).

- Момент от снеговой нагрузки

$$M_{cn} = -F_{cn} \cdot e_1 = -88,56 \cdot 0,25 = -22,14 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

где $F_{cn} = \frac{q_{cn} \cdot L}{2} = \frac{7,38 \cdot 24}{2} = 88,56 \text{ кН}$ – сосредоточенная нагрузка на колонну от снеговой нагрузки.

- Момент от вертикальной крановой нагрузки

$$M_{\max} = D_{\max} \cdot e_2 = 890,25 \cdot 0,5 = 445,1 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

$$M_{\min} = D_{\min} \cdot e_2 = 236,77 \cdot 0,5 = 118,4 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

где e_2 – эксцентриситет приложения нагрузок (рис. 24).

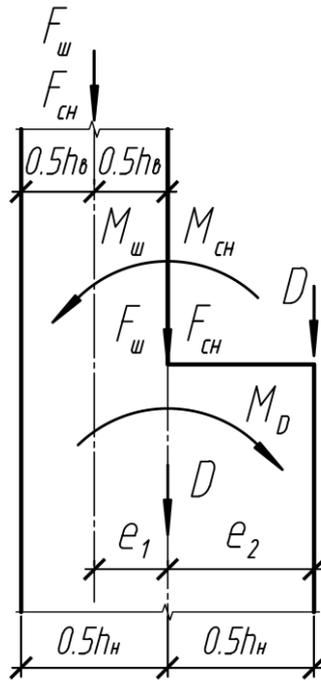


Рис. 24 К определению e_1 и e_2

4. Замена распределенной ветровой нагрузки $q_в$ для расчетной схемы рамы

Для того чтобы действительную эпюру ветровой нагрузки (рис. 15) упростить применительно к расчетной схеме рамы, необходимо распределенную ветровую нагрузку заменить (рис. 25)

- выше нижнего пояса ригеля сосредоточенной нагрузкой $W_в$;
- от нижнего пояса ригеля до уровня земли эквивалентной равномерно распределенной нагрузкой $q_в$.

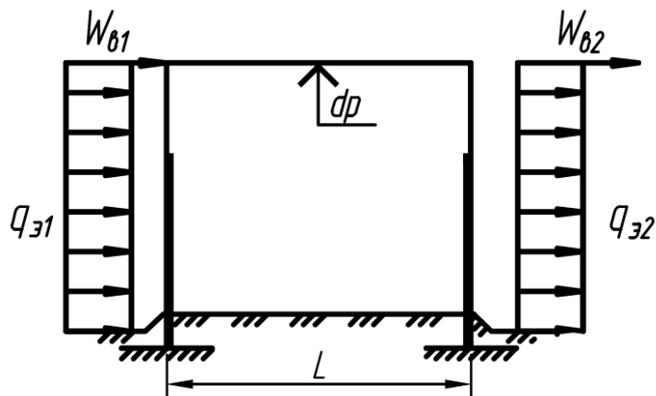
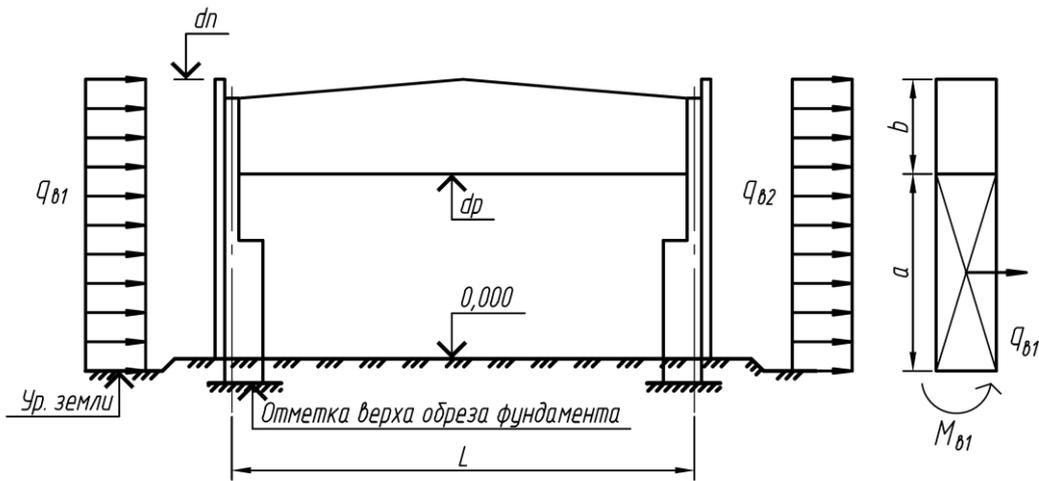


Рис. 25 Расчетная схема рамы

Пример замены распределенной ветровой нагрузки $q_в$ для различных схем загрузки по

рис. 15

1. Для схемы №1



$$W_{\delta 1} = q_{\delta 1} \cdot b;$$

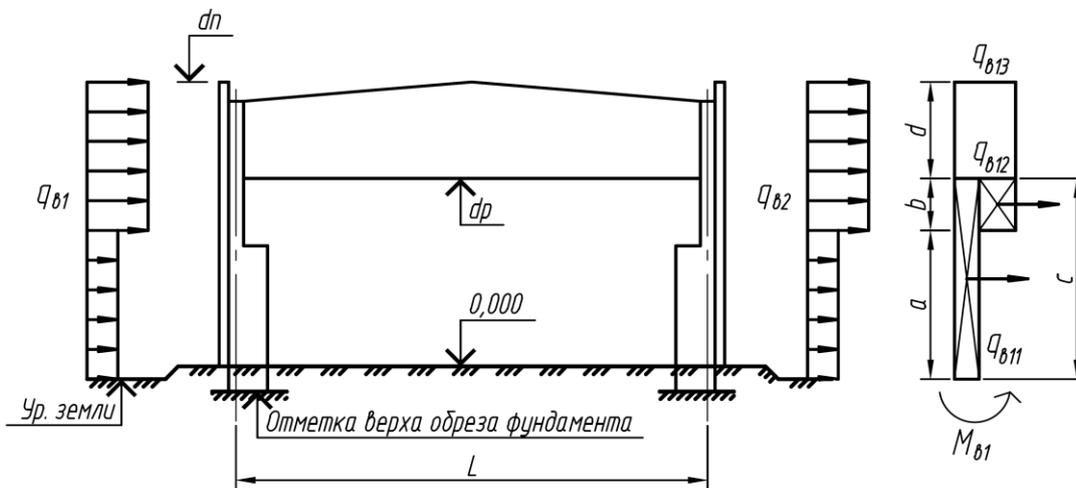
$$W_{\delta 2} = W_{\delta 1} \cdot \frac{c_2}{c_1},$$

где c_1, c_2 – коэффициенты внешнего давления (см. выше);

$$q_{\delta 1} = q_{\delta 1};$$

$$q_{\delta 2} = q_{\delta 1} \cdot \frac{c_2}{c_1}.$$

2. Для схемы №2



$$W_{\delta 1} = \left(\frac{q_{\delta 13} + q_{\delta 12}}{2} \right) \cdot d;$$

$$W_{\delta 2} = W_{\delta 1} \cdot \frac{c_2}{c_1},$$

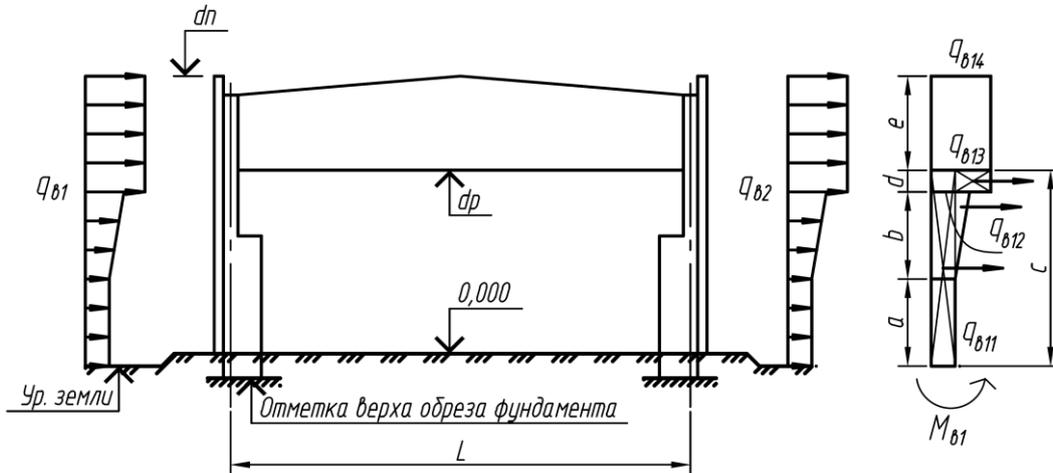
где c_1, c_2 – коэффициенты внешнего давления (см. выше);

$$M_{\delta 1} = \frac{q_{\delta 11} \cdot c^2}{2} + (q_{\delta 12} - q_{\delta 11}) \cdot b \cdot \left(\frac{b}{2} + a \right);$$

$$q_{\varepsilon 1} = \frac{2 \cdot M_{\varepsilon 1}}{c^2};$$

$$q_{\varepsilon 2} = q_{\varepsilon 1} \cdot \frac{c_2}{c_1}.$$

3. Для схемы №3



$$W_{\varepsilon 1} = \left(\frac{q_{\varepsilon 14} + q_{\varepsilon 13}}{2} \right) \cdot e;$$

$$W_{\varepsilon 2} = W_{\varepsilon 1} \cdot \frac{c_2}{c_1},$$

где c_1, c_2 – коэффициенты внешнего давления (см. выше);

$$M_{\varepsilon 1} = \frac{q_{\varepsilon 11} \cdot c^2}{2} + \frac{(q_{\varepsilon 12} - q_{\varepsilon 11}) \cdot b}{2} \cdot \left(\frac{2}{3} \cdot b + a \right) + (q_{\varepsilon 13} - q_{\varepsilon 11}) \cdot d \cdot \left(\frac{d}{2} + a + b \right);$$

$$q_{\varepsilon 1} = \frac{2 \cdot M_{\varepsilon 1}}{c^2};$$

$$q_{\varepsilon 2} = q_{\varepsilon 1} \cdot \frac{c_2}{c_1}.$$

Замена распределенной ветровой нагрузки q_{ε} для рассматриваемого примера (рис. 26)

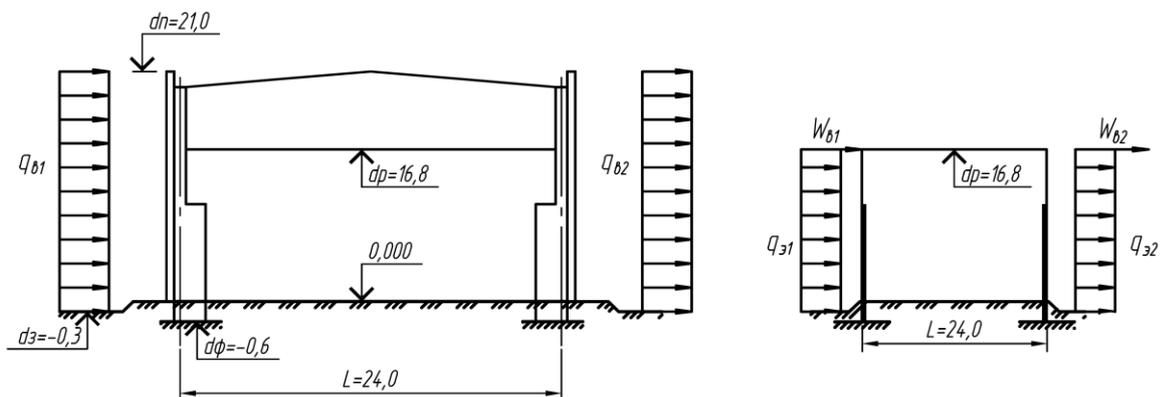


Рис. 26 Распределение ветровой нагрузки для рассматриваемого примера

Расчетное значение распределенной ветровой нагрузки

- для наветренной стороны

$$q_{e1} = w_1 \cdot l = 0,46 \cdot 6,0 = 2,76 \text{ кН/м};$$

- для подветренной стороны

$$q_{e2} = w_2 \cdot l = 0,28 \cdot 6,0 = 1,68 \text{ кН/м}.$$

Сосредоточенная нагрузка, приложенная к ригелю рамы

- для наветренной стороны

$$W_{e1} = q_{e1} \cdot (d_n - d_p) = 2,76 \cdot (21,0 - 16,8) = 11,6 \text{ кН};$$

- для подветренной стороны

$$W_{e2} = W_{e1} \cdot \frac{c_2}{c_1} = 11,6 \cdot \frac{(-0,5)}{0,8} = 7,25 \text{ кН},$$

где c_1, c_2 – коэффициенты внешнего давления.

Эквивалентная распределенная ветровая нагрузка

- для наветренной стороны

$$q_{s1} = q_{e1} = 2,76 \text{ кН/м};$$

- для подветренной стороны

$$q_{s2} = q_{e2} = 1,68 \text{ кН/м}.$$

5. Определение моментов инерции различных элементов поперечной рамы

Момент инерции ригеля

$$I_p = \frac{M_{\max} \cdot h_{\phi 0}}{2R_y} \cdot 1,15\mu = \frac{152064 \cdot 330}{2 \cdot 235} \cdot 1,15 \cdot 0,7 \cdot 10 = 859485 \text{ см}^4,$$

где $M_{\max} = \frac{(q_u + q_{cn}) \cdot L^2}{8} = \frac{(13,74 + 7,38) \cdot 24,0^2}{8} = 1520,64 \text{ кН} \cdot \text{м} = 152064 \text{ кН} \cdot \text{см}$ – изгибающий

момент ригеля, условно определенный, как при шарнирном примыкании ригеля;

$h_{\phi 0} = 3,3 \text{ м}$ – высота фермы (по осям поясных уголков);

$R_y = 235 \text{ МПа}$ – расчетное сопротивление стали марки СтЗпс5 (*табл. В.5 [1]*);

$\mu = 0,7$ – коэффициент, учитывающий уклон верхнего пояса и деформативность решетки фермы, при $i=1/8 \dots 1/10$ $\mu = 0,7$; при $i=1/15$ $\mu = 0,8$; при $i=0$ $\mu = 0,9$.

Момент инерции нижней части колонны

$$I_n = \frac{(F_u + F_{cn} + 2D_{\max}) \cdot h_n^2}{k_2 \cdot R_y} = \frac{(164,88 + 88,56 + 2 \cdot 890,25) \cdot 100^2}{3 \cdot 235} \cdot 10 = 288502 \text{ см}^2,$$

$R_y = 235 \text{ МПа}$ – по *табл. В.5 [1]* для стали марки СтЗпс5;

$k_2 = 3$ – коэффициент, зависящий от шага колонн ($k_2 = 2,5 - 3,0$ при $l = 6,0 \text{ м}$).

Соотношение моментов инерции ригеля и нижней частей колонны

$$\frac{I_p}{I_n} \cong \frac{859485}{288502} = 3.$$

Соотношение моментов инерции верхней и нижней частей колонны

$$\frac{I_g}{I_n} = \left(\frac{h_g}{h_n}\right)^2 \cdot \frac{1}{k_1} = \left(\frac{50}{100}\right)^2 \cdot \frac{1}{1,8} \cong 0,15,$$

где при жестком сопряжении ригеля с колонной $k_1 = 1,2 \dots 1,8$ – коэффициент, учитывающий фактическое неравенство площадей и радиусов инерции поперечных сечений верхней и нижней частей колонны.

4.3 Последовательность статического расчета рамы

1. По конструктивной схеме выбрать расчетную схему и обосновать ее. Задать жесткости элементов (или их соотношение).

2. Выбрать основную систему.

3. Для основной системы построить эпюры M_i от единичных неизвестных (один раз для всех нагрузок) и эпюры M_p от данной нагрузки. При построении эпюр можно для стоек постоянного сечения и ступенчатых воспользоваться готовыми формулами (*табл. 12.3 [4]*), таблицами численных значений (*табл. 12.4 [4]*).

4. Составить канонические уравнения метода перемещений и найти их коэффициенты. Например, при одном неизвестном $r_{11} \cdot \Delta_1 + r_{1p} = 0$.

5. Решить каноническое уравнение, найдя неизвестные для плоской отдельной рамы.

6. Учесть пространственную работу каркаса. При использовании метода перемещений коэффициенты α_{np} вычисляются по формуле $\alpha_{np} = 1 - \alpha - \alpha' \cdot (n_0 / \sum y - 1)$, а перемещения $\Delta_{np} = \alpha_{np} \cdot \Delta$,

где α, α' – коэффициенты, принимаемые по *табл. 12.2 [4]*;

n_0 – число колес кранов на одной нитке подкрановых балок;

$\sum y$ – сумма ординат линии влияния реакции рассматриваемой рамы,

7. Построить эпюры M, Q, N , значения которых S во всех характерных сечениях рамы определяются по формуле $S = S_p + \sum S_i \cdot \Delta_{npi}$,

где S_p – усилие в сечении основной системы от нагрузки;

S_i – усилие в основной системе от i -го единичного неизвестного;

Δ_{npi} – i -ое неизвестное, определенное с учетом пространственной работы (для нагрузок, действующих на все рамы каркаса, $\Delta_{np} = \Delta$, т.е. неизвестному, определенному для плоской отдельной рамы).

8. Проверить правильность построения эпюр.

При реализации этой последовательности нужно учитывать некоторые особенности расчета при различных воздействия, а именно

- а) при расчете рам на нагрузки, приложенные к колоннам, упругие деформации ригеля мало влияют на величины расчетных усилий в колоннах, что позволяет при расчете рам на указанные нагрузки считать ригель бесконечно жестким и рассчитывать рамы методом перемещений, причем неизвестным являются только горизонтальные смещения;
- б) при расчете рам на нагрузки, приложенные к ригелю, учитывают конечную жесткость ригеля, расчет выполняют в предположении симметричного расположения нагрузок, что приводит к расчету рамы с несмещающимися узлами с одним неизвестным – углом поворота ригеля;
- в) статический расчет рам производится на каждый вид нагрузки отдельно.

4.4 Пример расчета поперечной рамы с жестким сопряжением ригеля с колонной

Исходные данные

№ п/п	Наименование характеристик	Ед. измер.	Обозначение	Величина
1	2	3	4	5
1	Высота подкрановой балки с рельсом	<i>м</i>	$h_{нб} + h_p$	1,18
2	Длина нижней части колонны	"	l_n	12,42
3	Длина верхней части колонны	"	$l_в$	4,98
4	Пролет рамы	"	L	24,0
5	Вес нижней части колонны	<i>кН</i>	F_n	27,3
6	Вес верхней части колонны	"	$F_в$	7,9
7	Вес подкрановой балки с рельсом	"	$F_{нб}$	17,82
8	Вес стенового ограждения среднего яруса	"	F_1	18,6
9	Вес стенового ограждения верхнего яруса	"	F_2	10,71
10	Постоянная нагрузка по ригелю	<i>кН/м</i>	$q_{и}$	13,74
11	Снеговая нагрузка по ригелю	"	$q_{сн}$	7,38
12	Максимальное вертикальное давление кранов	<i>кН</i>	D_{max}	890,25
13	То же, минимальное	"	D_{min}	236,77
14	Поперечная тормозная сила	"	T	30,1
15	Ветровая нагрузка на колонну с наветренной стороны	<i>кН/м</i>	$q_{э1}$	2,76
16	То же, с подветренной стороны	"	$q_{э2}$	1,68
17	Суммарная ветровая нагрузка, действующая на ригель рамы	<i>кН</i>	$W_{э1} + W_{э2}$	18,85
18	Момент в уступе колонны от постоянной нагрузки	<i>кН·м</i>	$M_{и}$	-45,9
19	То же, от снеговой нагрузки	"	$M_{сн}$	-22,14
20	Момент в уступе колонны от максимального вертикального давления кранов	"	M_{max}	445,1
21	То же, от минимального давления кранов	"	M_{min}	118,4
22	Относительное значение моментов инерции элементов рамы	-	$I_в / I_n$	0,15
		-	I_p / I_n	3

Расчет на постоянные нагрузки

Основная система приведена на рис. 27. По табл. 12.4 [4] находим параметры

$$n = \frac{I_g}{I_n} = 0,15, \quad \alpha = \frac{l_g}{l} = \frac{4,98}{17,4} = 0,3.$$

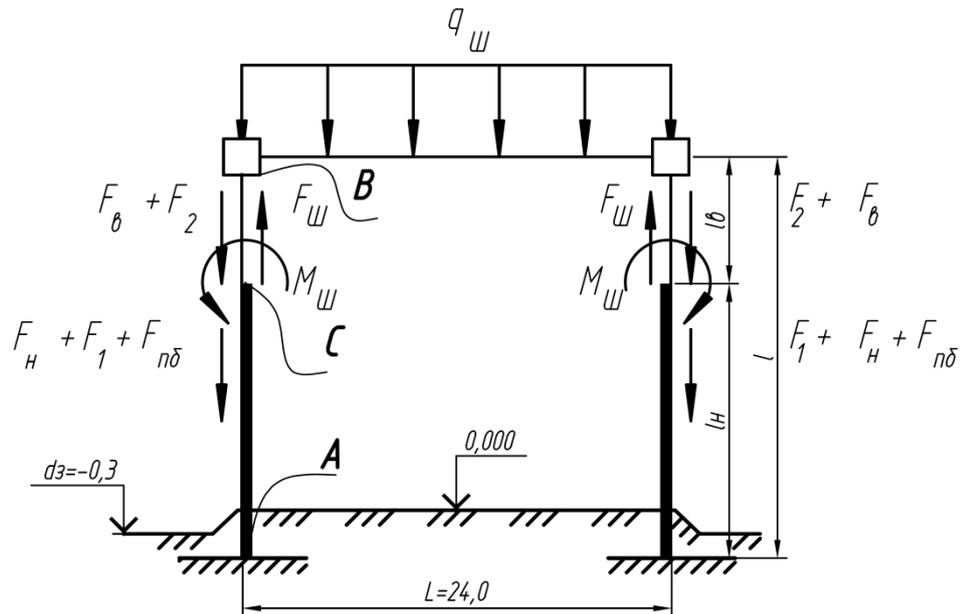


Рис. 27 Основная система при загрузении расчетной схемы постоянной нагрузкой

Каноническое уравнение имеет вид

$$r_{11} \cdot \varphi + r_{1p} = 0$$

Моменты от поворота узлов (рис. 28, а) на угол $\varphi = 1$

$$M_a = k_a \cdot i = 0,795i, \quad M_e = k_e \cdot i = -0,827i, \quad M_c = k_c \cdot i = -0,341i,$$

$$M_e^p = 2 \cdot \frac{E \cdot I_p}{L} = 2 \cdot \frac{E \cdot 3 \cdot I_n \cdot l}{L} = \frac{6 \cdot 17,4 \cdot i}{24} = 4,35i.$$

Моменты от нагрузки на стойках (рис. 28, б) M_p , $\kappa H \cdot m$

$$M_a = k_a \cdot M = 0,344 \cdot (-45,9) = -15,8, \quad M_e = k_e \cdot M = -0,159 \cdot (-45,9) = 7,3,$$

$$M_c^u = k_c \cdot M = -0,708 \cdot (-45,9) = 32,5, \quad M_c^e = (k_c + 1) \cdot M = (-0,708 + 1) \cdot (-45,9) = -13,4.$$

Моменты на опорах ригеля (зашемленная балка постоянного по длине сечения), $\kappa H \cdot m$

$$M_e^p = \frac{-q_w \cdot L^2}{12} = -\frac{13,74 \cdot 24^2}{12} = -659,52.$$

Определение r_{11} (по эпюре M_1) и r_{1p} (по эпюре M_p)

$$r_{11} = M_e + M_e^p = 0,827i + 4,35i = 5,177i$$

$$r_{1p} = M_e + M_e^p = -7,3 - 659,52 = -666,82$$

Угол поворота

$$\varphi = \frac{-r_{1p}}{r_{11}} = \frac{666,82}{5,177i} = \frac{128,8}{i}.$$

Моменты от фактического угла поворота ($M_1 \cdot \varphi$), $\text{кН} \cdot \text{м}$

$$M_a = 0,795i \cdot \frac{128,8}{i} = 102,4, \quad M_e = -0,827i \cdot \frac{128,8}{i} = -106,5, \quad M_c = -0,341i \cdot \frac{128,8}{i} = -43,9,$$

$$M_e^p = 4,35i \cdot \frac{128,8}{i} = 560,28.$$

Эпюра моментов ($M_1 \cdot \varphi + M_p$), от постоянной нагрузки (рис. 28, в), $\text{кН} \cdot \text{м}$

$$M_a = 102,4 - 15,8 = 86,6, \quad M_e = -106,5 + 7,3 = -99,2, \quad M_e^p = 560,28 - 659,52 = -99,24,$$

$$M_c^H = 32,5 - 43,9 = -11,4, \quad M_c^e = -13,4 - 43,9 = -57,3$$

Проверкой правильности расчета служит равенство моментов в узле В ($99,2 = 99,2$), равенство перепада эпюры моментов в точке С ($57,3 - 11,4 = 45,9$) внешнему моменту (45,9), а также равенство поперечных сил на верхней и нижней частях колонны (рис. 28, г), кН

$$Q_{ac} = -\frac{(86,6 + 11,4)}{12,42} = -7,9, \quad Q_{bc} = -\frac{(99,2 - 57,3)}{4,98} = -8,4.$$

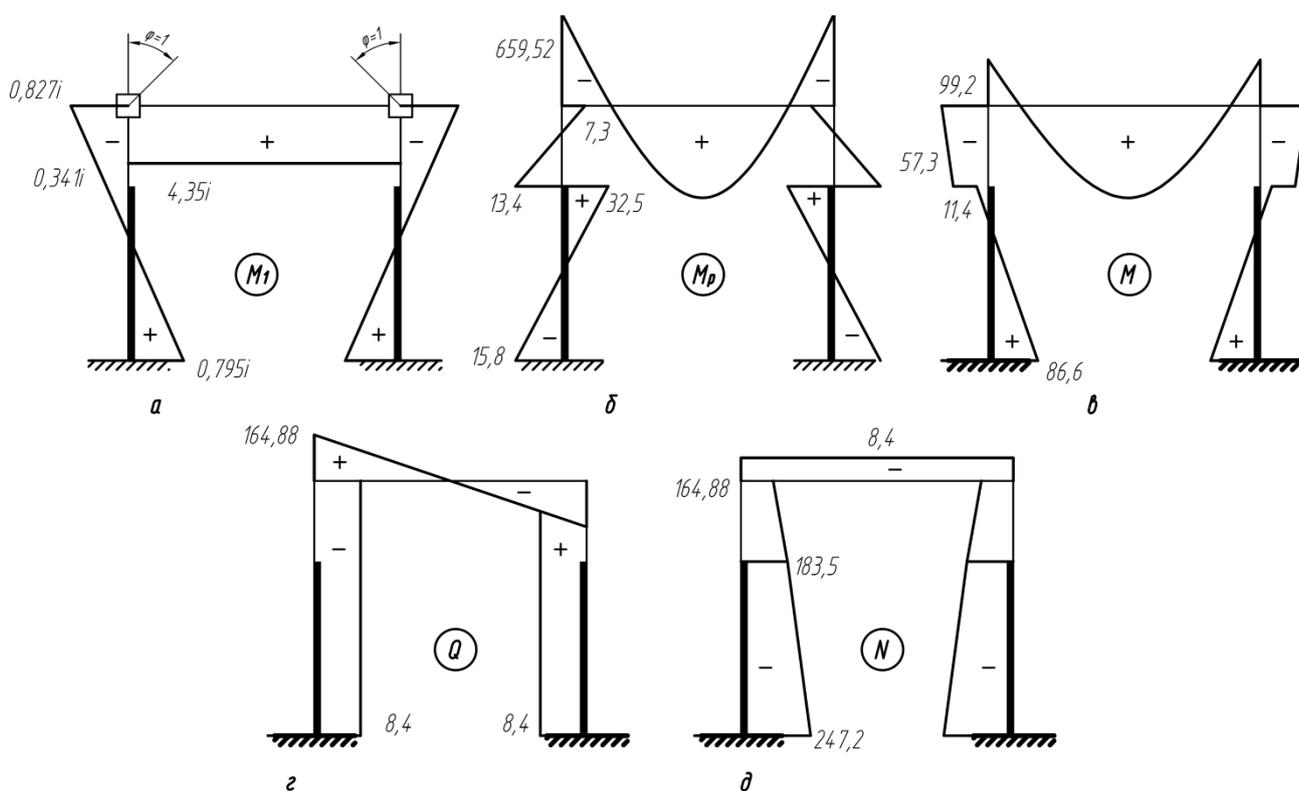


Рис. 28 Расчетные схемы рамы на постоянную нагрузку: а – эпюра от единичных поворотов углов рамы; б – грузовая эпюра; в, г, д – соответственно эпюры моментов, поперечных и продольных сил.

Расчет на нагрузку от снега

Проводится аналогично расчету на постоянные нагрузки.

Моменты от нагрузки, $\kappa H \cdot м$

$$M_a = k_a \cdot M = 0,344 \cdot (-22,14) = -7,62, \quad M_g = k_g \cdot M = -0,159 \cdot (-22,14) = 3,52,$$

$$M_c^u = k_c \cdot M = -0,708 \cdot (-22,14) = 15,68, \quad M_c^e = (k_c + 1) \cdot M = (-0,708 + 1) \cdot (-22,14) = -6,46.$$

Моменты на опорах ригеля (защемленная балка постоянного по длине сечения), $\kappa H \cdot м$

$$M_g^p = \frac{-q_w \cdot L^2}{12} = -\frac{7,38 \cdot 24^2}{12} = -354,24.$$

Далее определяем $r_{11} = 5,177i$; $r_{1p} = -3,52 - 354,24 = -357,76$.

Угол поворота

$$\varphi = \frac{-r_{1p}}{r_{11}} = \frac{357,76}{5,177i} = \frac{69,1}{i}.$$

Моменты от фактического угла поворота ($M_1 \cdot \varphi$), $\kappa H \cdot м$

$$M_a = 0,795i \cdot \frac{69,1}{i} = 54,9, \quad M_g = -0,827i \cdot \frac{69,1}{i} = -57,1, \quad M_c = -0,341i \cdot \frac{69,1}{i} = -23,6,$$

$$M_g^p = 4,35i \cdot \frac{69,1}{i} = 300,6.$$

Эпюра моментов ($M_1 \cdot \varphi + M_p$), от снеговой нагрузки (рис. 29), $\kappa H \cdot м$

$$M_a = 47,28, \quad M_g = -53,58, \quad M_g^p = -53,64, \quad M_c^u = -7,92, \quad M_c^e = -30,06,$$

$$Q_{ac} = -\frac{(47,28 + 7,92)}{12,42} = -4,4, \quad Q_{bc} = -\frac{(53,58 - 30,06)}{4,98} = -4,7.$$

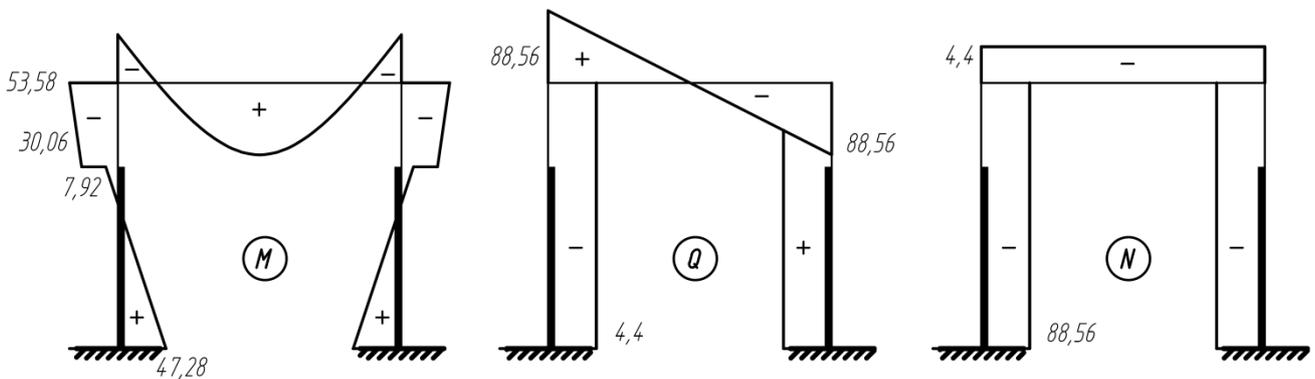


Рис. 29 Эпюры усилий в раме от снеговой нагрузки

Расчет на вертикальную нагрузку от мостовых кранов

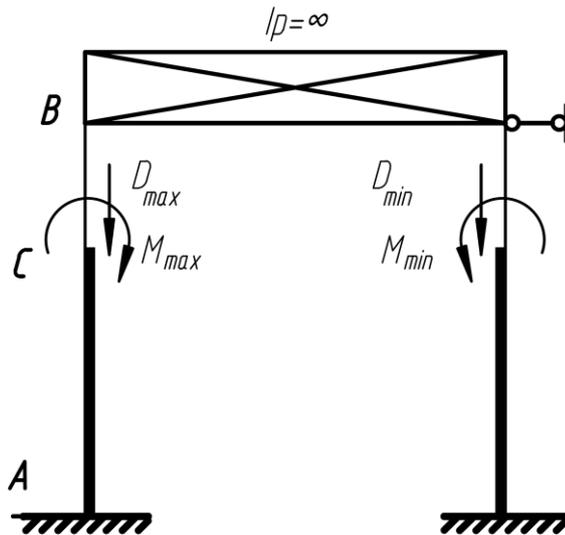


Рис. 30 Основная система при загрузении расчетной схемы
вертикальной крановой нагрузкой

Проводится при расположении тележки крана у левой стойки. Основная система и схема нагрузки приведены на рис. 30. Проверку возможности считать ригель абсолютно жестким про-

водим по формуле
$$\frac{I_p \cdot l}{I_n \cdot L} \geq \frac{6}{(1 + 1,1 \cdot \sqrt{\frac{I_n}{I_g} - 1})}$$
,

$$3 \cdot \frac{17,4}{24} = 2,2 \geq \frac{6}{(1 + 1,1 \cdot \sqrt{6,7 - 1})} = 1,7.$$

Каноническое уравнение для определения смещения плоской рамы имеет вид $r_{11} \cdot \Delta + r_{1p} = 0$.

Моменты и реакции от смещения верхних узлов на $\Delta = 1$ (рис. 31, а) находим по табл. 12.4

$$[4] \quad r_{11} = 2 \cdot F_{Rb} = \frac{2 \cdot k'_b \cdot t}{l} = \frac{2 \cdot 5,77t}{17,4} = 0,66t.$$

Моменты и реакции на левой стойке от нагрузки (рис. 31, б)

$$M_a = k_a \cdot M = 0,344 \cdot 445,1 = 153,1,$$

$$M_e = k_e \cdot M = -0,159 \cdot 445,1 = -70,77,$$

$$M_c^H = k_c \cdot M = -0,708 \cdot 445,1 = -315,1, \quad M_c^e = (k_c + 1) \cdot M = (-0,708 + 1) \cdot 445,1 = 130,$$

$$F_{rb} = \frac{k'_b \cdot M}{l} = \frac{-1,503 \cdot 445,1}{17,4} = -38,45.$$

Усилия на правой стойке можно получить аналогично или умножая усилия левой стойки на отношение

$$\frac{M_{\min}}{M_{\max}} = \frac{118,4}{445,1} = 0,266.$$

Реакция верхних концов стоек, $\kappa H r_{1p} = F_{rb}^{\wedge} - F_{rb}^{np} = -38,45 + 10,23 = -28,22$.

$$\text{Смещение плоской рамы } \Delta = \frac{-r_{1p}}{r_{11}} = \frac{28,22}{0,66t} = \frac{42,76}{t}.$$

В расчете на крановые нагрузки следует учесть пространственную работу каркаса, определив α_{np} и Δ_{np} .

С учетом крепления связей на сварке (краны тяжелого режима работы) для кровли из крупноразмерных ж/б панелей можно принять $\frac{\sum I_n}{I_n} = \frac{1}{50}$.

Коэффициент $d = \frac{k'_b}{12} = \frac{5,77}{12} = 0,48$, определяем параметр

$$\beta = b^3 \cdot \frac{\sum I_n \cdot d}{l^3 \cdot I_n} = \frac{6^3 \cdot 0,48}{17,4^3 \cdot 50} = 0,0004, \text{ где } b - \text{ шаг поперечных рам.}$$

$$\alpha_{np} = 1 - \alpha - \alpha' \cdot (n_0 / \sum y - 1) = 1 - 0,86 + 0,14 \cdot \left(\frac{4}{1,857} - 1 \right) = 0,3, \text{ а перемещения}$$

$$\Delta_{np} = \alpha_{np} \cdot \Delta = 0,3 \cdot \frac{42,76}{t} = \frac{12,83}{t}.$$

Эпюра моментов M_{1np} от фактического смещения рамы с учетом пространственной работы показана на (рис. 31, в) а суммарная ($M_1 \cdot \Delta + M_p$) – на (рис. 31, г). Эпюра Q (рис. 31, д) свидетельствует о правильном расчете (поперечные силы в верхних и нижних частях стоек рамы практически одинаковы). Разница в значениях нормальной силы (рис. 31, е) у левого и правого концов ригеля получилась из-за передачи горизонтальных сил на соседние рамы вследствие учета пространственной работы каркаса.

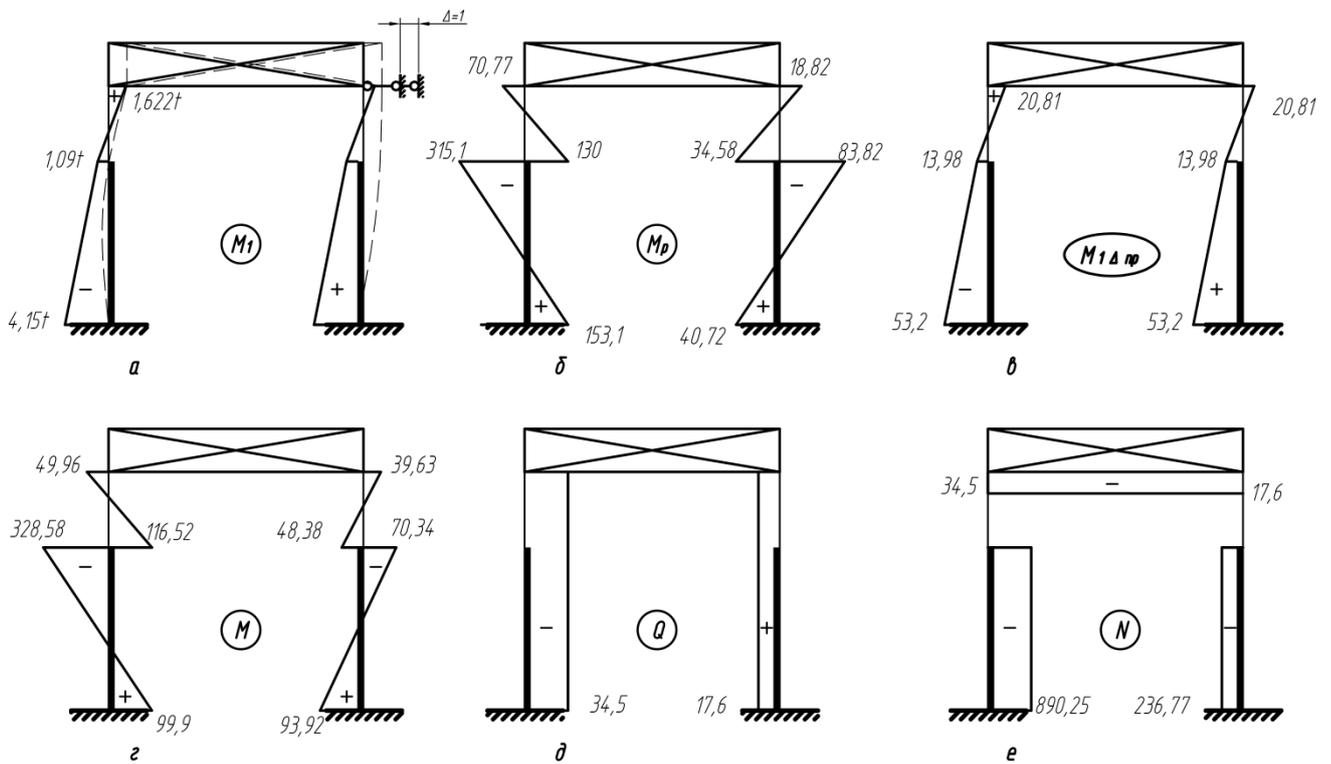


Рис. 31 Расчетные схемы рамы на вертикальную нагрузку от мостовых кранов: а – эпюра от единичного смещения; б – грузовая эпюра; в – эпюра от единичного смещения с поправкой на пространственную работу; г, д, е – соответственно эпюры моментов, поперечных и продольных сил

Расчет на горизонтальные воздействия мостовых кранов

Основная система, эпюра M_1 , каноническое уравнение, коэффициент α_{np} здесь такие же, как и при расчете на вертикальную нагрузку от мостовых кранов.

Моменты и реакции в основной системе от силы T (рис. 32, а)

$$M_a = k_a \cdot T \cdot l = -0,102 \cdot 30,1 \cdot 17,4 = -53,42, \quad M_e = k_e \cdot T \cdot l = -0,101 \cdot 30,1 \cdot 17,4 = -52,9,$$

$$M_c = k_c \cdot T \cdot l = 0,107 \cdot 30,1 \cdot 17,4 = 56,04, \quad F_{rb} = k'_b \cdot T = -0,692 \cdot 30,1 = -20,83.$$

Смещение верха колонн с учетом пространственной работы

$$\Delta_{np} = -\frac{\alpha_{np} \cdot r_{1p}}{r_{11}} = \frac{0,3 \cdot 20,83}{0,66t} = \frac{9,47}{t}.$$

Эпюры M , Q , N показаны на рис. 32, б – г.

Проверка правильности решения: скачок на эпюре Q $11,15 + 16,72 = 27,87$ примерно равен силе T , а на правой стойке поперечные силы в верхней и нижней частях равны.

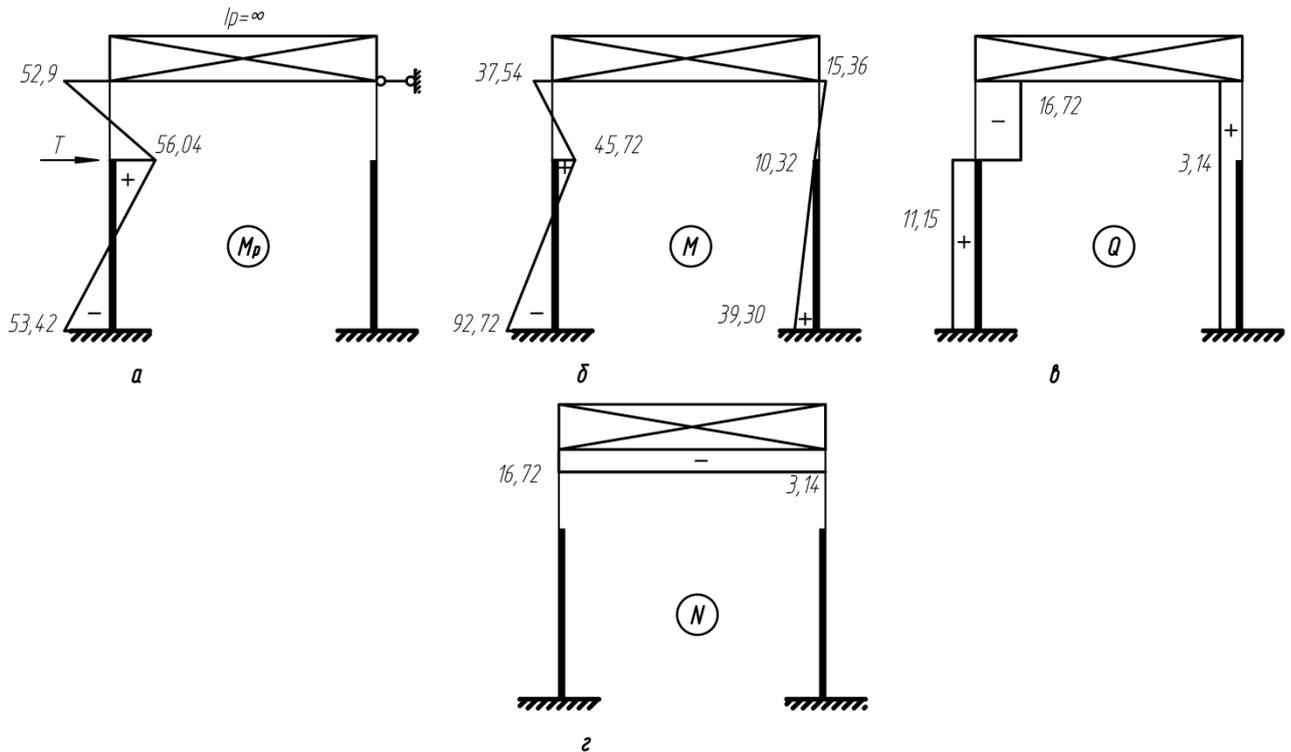


Рис. 32 Эпюры усилий от горизонтальных воздействий кранов: а – грузовая эпюра; б, в и г – соответственно эпюры моментов, поперечных и продольных сил

Расчет на ветровую нагрузку

Основная система и эпюра M_1 такие же, как для крановых воздействий. Эпюра M_p (рис. 33, а) на левой стойке

$$M_a = k_a \cdot q_{s1} \cdot l^2 = -0,108 \cdot 2,76 \cdot 17,4^2 = -87,16, \quad M_b = k_b \cdot q_{s1} \cdot l^2 = -0,053 \cdot 2,76 \cdot 17,1^2 = -42,77, \\ M_c = k_c \cdot q_{s1} \cdot l^2 = 0,036 \cdot 2,76 \cdot 17,1^2 = 29,05, \quad F_{rb} = k'_b \cdot q_{s1} \cdot l = -0,445 \cdot 2,76 \cdot 17,1 = -21,0.$$

На правой стойке усилия определяют умножением усилий на левой стойке на коэффициент $\frac{q_{s2}}{q_{s1}} = \frac{1,68}{2,76} = 0,61$.

Коэффициенты канонического уравнения находим по формуле

$$r_{11} = 0,66t, \quad r_{1p} = -(F_{rb} + F_{rb}' + W_{e1} + W_{e2}) = -(21,0 + 12,81 + 18,85) = -52,66 \text{ кН}.$$

Смещение рамы (ветровая нагрузка с одинаковой интенсивностью воздействует на все рамы здания, поэтому $\alpha_{np} = 1$)

$$\Delta = \frac{-r_{1p}}{r_{11}} = \frac{52,66}{0,66t} = \frac{79,79}{t}.$$

Эпюра $M = M_p + M_1 \Delta$ показана на рис. 33, б

Эпюра Q (рис. 33, в) на левой стойке, кН

$$Q_a^n = (-M_a + M_b) / l + q_{s1} \cdot l / 2 = (418,29 + 86,65) / 17,1 + 2,76 \cdot 17,1 / 2 = 53,13,$$

$$Q_b^a = Q_a^a - q_s \cdot l = 53,13 - 2,76 \cdot 17,1 = 5,934.$$

На правой стойке, κH

$$Q_a^{np} = (384,30 + 103,33) / 17,1 + 1,68 \cdot 17,1 / 2 = 42,88,$$

$$Q_b^{np} = 42,88 - 1,68 \cdot 17,1 = 14,152.$$

Эпюра N в ригеле показана на рис. 33, з.

При правильном решении сумма всех горизонтальных нагрузок должна равняться сумме реакций опор (сумме поперечных сил в нижних сечениях колонн), κH

$$Q_a^a + Q_a^{np} = 53,13 + 42,88 = 96,01 \approx (q_{s1} + q_{s2}) \cdot l + W_{e1} + W_{e2} = (2,76 + 1,68) \cdot 17,1 + 18,85 = 94,77$$

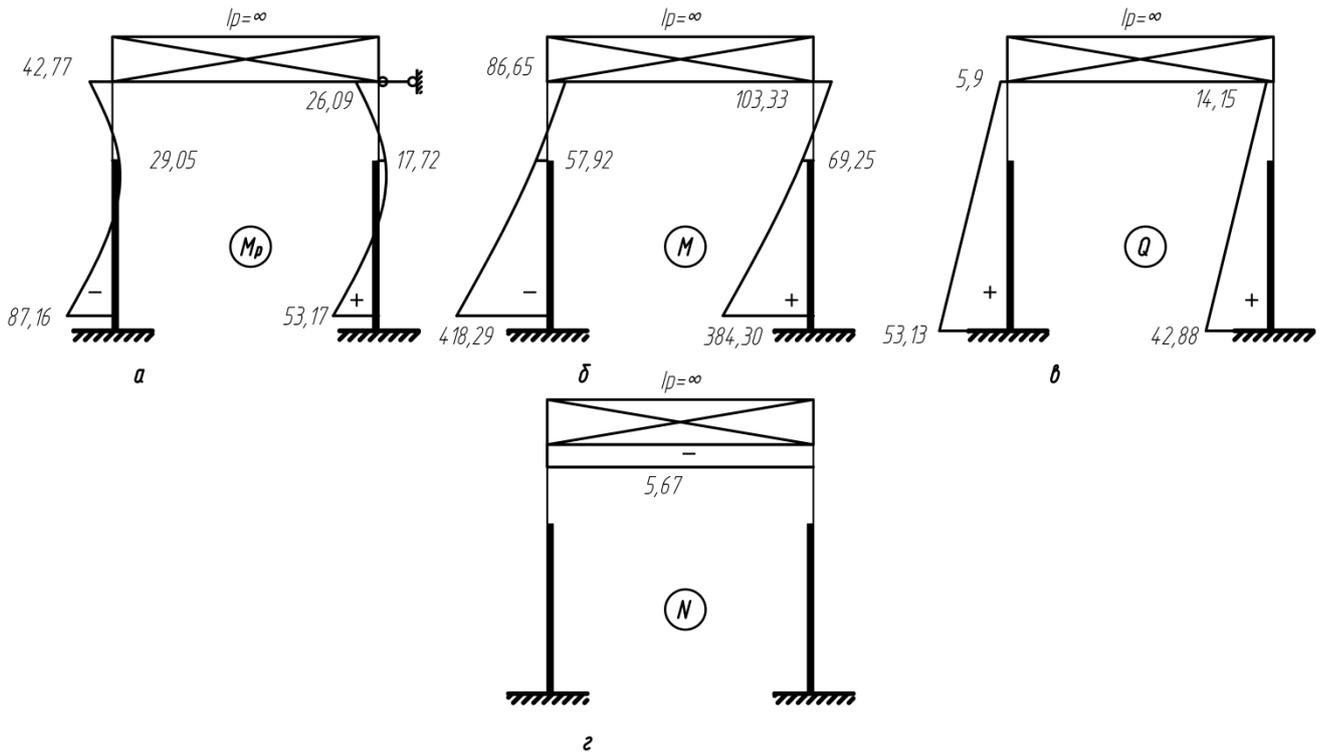


Рис. 33 Эпюры усилий от ветровой нагрузки: а – грузовая эпюра; б, в и г – соответственно эпюры моментов, поперечных и продольных сил

4.5 Определение расчетных сочетаний (PCY) усилий в колоннах рам

Результаты статического расчета оформляются в виде сводной таблицы усилий, найденных в характерных сечениях (сечения 1,2,3,4) (рис. 34) от всех видов загрузжений (табл.7).

Определение расчетных усилий производится в соответствии с правилами, приведенными в п.3.5.

Знаки усилий M , N , Q приняты в соответствии со следующими правилами

- положительные M растягивают внутренние волокна рамы;
- положительные N вызывают растяжение элементов рамы;
- положительные Q вызывают поворот элементов рамы по часовой стрелке.

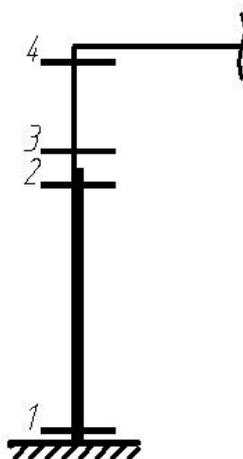


Рис. 34 Разбивка левой колонны рамы на прямолинейные участки постоянной жесткости

Таблица 7

Усилия в левой колонне рамы с жестким сопряжением ригеля с колонной

№ п/п	Нагрузка	Сечение 1			Сечение 2		Сечение 3		Сечение 4		
		<i>M</i> , кН·м	<i>N</i> , кН	<i>Q_z</i> , кН	<i>M</i> , кН·м	<i>Q_z</i> , кН	<i>M</i> , кН·м	<i>N</i> , кН	<i>M</i> , кН·м	<i>N</i> , кН	<i>Q_z</i> , кН
1.	Постоянная нагрузка	86.6	-247.2	-8.4	-11.4	-201.32	-57.3	-183.5	-99.2	-164.88	-8.4
2.	Снег	47.28	-88.56	-4.4	-7.92	-88.56	-30.06	-88.56	-53.58	-88.56	-4.4
3.	Вертикальная крановая нагрузка (тележка крана слева)	99.9	-890.25	-34.5	-328.58	-890.25	116.52	0	-49.96	0	-34.5
4.	То же, тележка справа	93.92	-236.77	-17.6	-70.34	-236.77	48.38	0	-39.63	0	-17.6
5.	Поперечное торможение у левой колонны вправо	-92.72	0	11.15	45.72	0	45.72	0	-37.54	0	-16.72
6.	То же, у левой колонны влево	92.72	0	-11.15	-45.72	0	-45.72	0	37.54	0	16.72
7.	То же, у правой колонны влево	39.30	0	-3.14	10.32	0	10.32	0	-15.36	0	-3.14
8.	То же, у правой колонны вправо	-39.30	0	3.14	-10.32	0	-10.32	0	15.36	0	3.14
9.	Ветер слева	-418.29	0	53.13	-57.92	0	-57.92	0	86.65	0	5.9
10.	Ветер справа	384.30	0	-42.88	69.25	0	69,25	0	-103.33	0	-14.15

Приложения

Таблица 1

Основные параметры и размеры мостовых электрических кранов среднего режима работы

Грузоподъемность кранов $Q_{кр}, кН$	Пролет крана $L_{кр}, м$	$\lambda, м$	$A, м$	$B, м$	$B_1, м$	$H_{кр}, м$	$P_1^H, кН$	$P_2^H, кН$	Масса		Тип рельса
									Тележки $G_m, кН$	Крана с тележкой $G_{кр}, кН$	
500/100	22,5	0,75	5,6	6,86	0,3	3,15	470	-	135	690	КР 80
	28,5						505			790	
	34,5						525			860	
800/200	22,0	1,0	4,35	9,1	0,4	3,7	353	373	320	1050	КР 100
	28,0					4,0	373	402		1200	
	34,0					392	422	1300			
1000/200	22,0	1,0	4,6	9,35	0,4	3,7	410	439	370	1110	КР 120
	28,0					4,0	449	469		1330	
	34,0					469	489	1400			
1250/200	22,0	1,0	4,6	9,35	0,4	4,0	436	446	390	1180	КР 120
	28,0						466	476		1330	
	34,0						485	495		1500	
1600/320	22,0	1,0	1,5	10,5	0,5	4,8	295	304	470	1290	КР 120
	28,0						311	321		1680	
	34,0						331	350		1830	

Схема к таблице 1 приложения

Схемы кранов

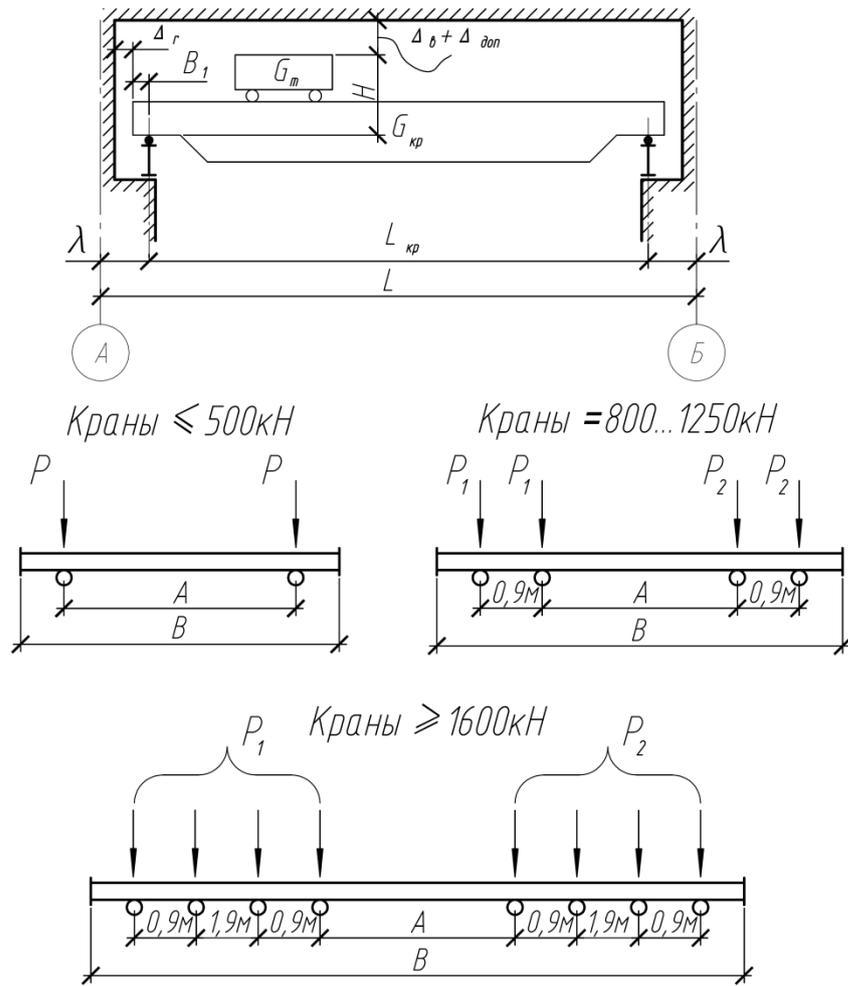
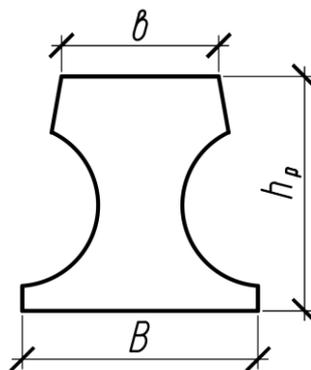


Таблица 2

Характеристика крановых рельсов по ГОСТ 4121-96



Крановый рельс	h_p , мм	B , мм	b , мм	I_p , см ⁴	Масса 1 м рельса, кг
КР – 80	130	130	80	1944	59,81
КР – 100	150	150	100	3627	83,09
КР – 120	170	170	120	6351	113,47

Таблица 3

Сечение элементов типовых разрезных балок из сварных двутавров. Шаг колонн – 6 м.

Режим работы кранов – легкий и средний

Грузоподъемность крана	Пролет крана	Тормозные устройства	Размер сечений элементов балки, мм		
			$R_y = 290 МПа$		
			Верхний пояс	Нижний пояс	Стенка
500/100	22,5	Не требуется	400×18	250×12	990×10
	28,5		400×18	250×12	990×10
	34,5		450×18	250×12	1020×10
800/200	22,0	С тормозной фермой (балкой)	450×18	280×14	990×10
	28,0		450×18	280×14	990×10
	34,0		450×18	250×12	1050×10
1000/200	22,0		450×18	280×14	990×10
	28,0		450×18	280×14	990×10
	34,0		450×18	250×12	1050×10
1250/200	22,0		450×18	280×14	990×10
	28,0		450×18	280×14	990×10
	34,0		450×18	250×12	1050×10
1600/320	22,0		450×18	280×14	990×10
	28,0		450×18	280×14	990×10
	34,0		450×18	250×12	1050×10

Весовые характеристики конструкций покрытия

Состав нагрузок	Единица измерения	Нормативное значение нагрузки	Коэффициент надежности по нагрузке γ_f	Расчетное значение нагрузки
1	2	3	4	5
Покрытие по железобетонным настилам (беспрогонный тип кровли)				
Пароизоляция из одного слоя: – рубероида;	$\text{кН}/\text{м}^2$	0,05	1,3	0,065
– битумной мастики;	$\text{кН}/\text{м}^2$	0,012	1,3	0,016
Асфальтовая или цементная стяжка	$\text{кН}/\text{м}^3$	18	1,3	23,4
Утеплитель: – Rockwool РуфБаттс Н, $t=0,04-0,05\text{м}$; (нижний теплоизолирующий слой)	$\text{кН}/\text{м}^3$	1,15	1,2	1,38
– Rockwool РуфБаттс В, $t=0,04-0,2\text{м}$; (верхний теплоизолирующий слой)	$\text{кН}/\text{м}^3$	1,9	1,2	2,28
Гидроизоляция из ПВХ мембраны «LogicroofV-RP», $t=0,0012\text{м}$	$\text{кН}/\text{м}^2$	0,015	1,2	0,018
Сборные железобетонные плиты покрытия (с заливкой швов) размером: – $0,3 \times 3,0 \times 6,0$;	$\text{кН}/\text{м}^2$	1,6	1,1	1,76
– $0,455 \times 3,0 \times 12,0$;	$\text{кН}/\text{м}^2$	1,8	1,1	1,98
Собственный вес стропильных ферм $L \cdot \psi \cdot k = 24,0 \cdot 0,007 \cdot 1,2 = 0,2$	$\text{кН}/\text{м}^2$	0,2	1,05	0,21

Примечания:

При определении собственного веса стропильных ферм принимается:

- а) ψ – коэффициент весовой характеристики ферм; при $L=24 \text{ м}$ $\psi = 0,007$; при $L= 30 \text{ м}$ $\psi = 0,009$; при $L= 36 \text{ м}$ $\psi = 0,012$;
- б) $k=1,2$ – коэффициент учитывающий вес связей по фермам.

1	2	3	4	5
Покрытие по стальным профилированным настилам (прогонный тип кровли)				
Гидроизоляция из ПВХ мембраны «LogicroofV-RP», $t=0,0012\text{ м}$	$\kappa H/\text{м}^2$	0,015	1,2	0,018
Пароизоляция из двухслойной полипропиленовой пленки «МегаизолВ»	$\kappa H/\text{м}^2$	0,001	1,2	0,0012
Утеплитель: – Rockwool РуфБаттсН, $t=0,04-0,05\text{ м}$; (нижний теплоизолирующий слой) – Rockwool РуфБаттс В, $t=0,04-0,2\text{ м}$; (верхний теплоизолирующий слой)	$\kappa H/\text{м}^3$ $\kappa H/\text{м}^3$	1,15 1,9	1,2 1,2	1,38 2,28
Стальной профилированный настил $t = 0,001\text{ м}$	$\kappa H/\text{м}^2$	0,15	1,05	0,16
Собственный вес сплошных прогонов пролетом: – 6 м $g = 0,05 - 0,08\kappa H/\text{м}^2$; – 12 м $g = 0,1 - 0,15\kappa H/\text{м}^2$; Собственный вес решетчатых прогонов $g = 0,07 - 0,12\kappa H/\text{м}^2$;	$\kappa H/\text{м}^2$ $\kappa H/\text{м}^2$ $\kappa H/\text{м}^2$	0,07 0,13 0,10	1,05 1,05 1,05	0,074 0,137 0,105

Таблица 5

Весовые характеристики стеновых панелей

Состав нагрузок	Единица измерения	Нормативное значение нагрузки	Коэффициент надёжности по нагрузке γ_f	Расчетное значение нагрузки
«Сэндвич» – панели шириной 1,2 и 1,8 м, длиной до 12 м и толщиной: – 0,15 м; – 0,2 м; – 0,25 м	$\kappa H/\text{м}^2$	0,255	1,2	0,306
	$\kappa H/\text{м}^2$	0,31	1,2	0,372
	$\kappa H/\text{м}^2$	0,365	1,2	0,438
Стеновые панели из легкого бетона: – 0,25 × 1,2 (1,8) × 6,0	$\kappa H/\text{м}^2$	2,99	1,2	3,59

Алгоритм расчета поперечной рамы при помощи ПК «SCAD»

1. Графическое создание расчетной схемы при помощи программы «AutoCAD»

Графически расчетную схему в нашем случае удобней всего создать при помощи программы «AutoCAD», но также это можно сделать и с помощью инструментов «SCAD». Для правильного создания расчетной схемы в программе «AutoCAD», необходимо придерживаться следующих рекомендаций:

- начинать построение следует с привязкой расчетной схемы к нулевым координатам (0;0;0) как показано на
- рис. 1.1;

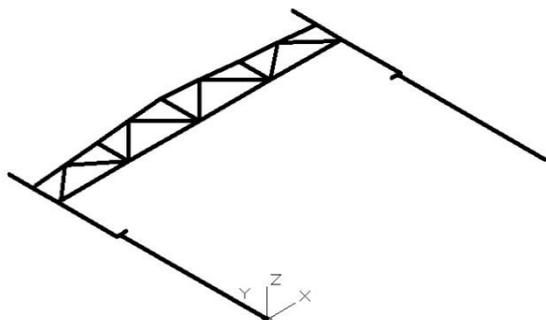


Рис. 1.1 Расчетная схема с координатами первой точки (0;0;0) в плоскости YOX

- каждый элемент поперечной рамы должен состоять из отдельных отрезков, начерченных примитивом «линия»;
- построение выполнять снизу – вверх, слева – направо, поскольку начало конечного элемента SCAD будет определять по началу начерченной линии, соответственно будут направлены и местные координаты стержня;
- по умолчанию расчетная схема строится в плоскости YOX, необходимо с помощью функции «3d поворот» повернуть схему в плоскость ZOX (рис. 1.2);

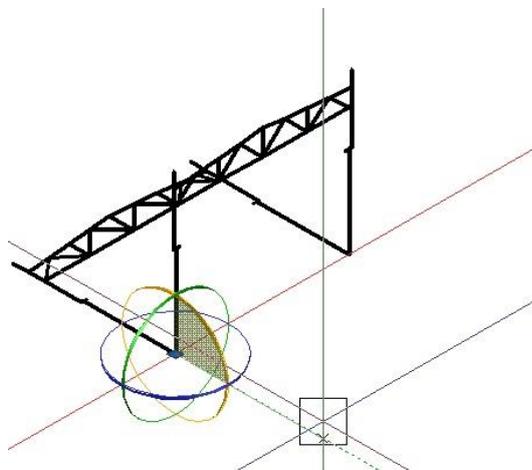


Рис. 1.2 Поворот схемы в плоскость ZOX

Сохранить расчетную схему в формате «.dxf».

2. Запуск программы «SCAD» для формирования нового проекта

Запускаем программу «SCAD». В открывшемся окне нажимаем «создать новый проект» (рис. 2.1). Далее последовательно формируем новый проект

- вводим названия, характеризующие проект и выбираем тип схемы, в нашем случае тип схемы «система общего вида» (рис. 2.2). Можно использовать и плоскую систему, но потом неудобно будет переходить к пространственной модели, если возникнет необходимость рассчитать весь каркас здания;
- устанавливаем входные единицы измерения (рис. 2.2);
- сохраняем проект.

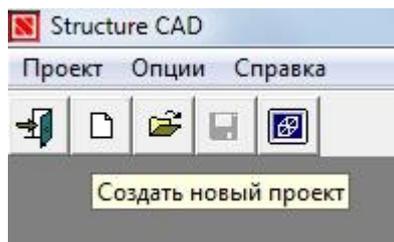


Рис. 2.1. Создание нового проекта

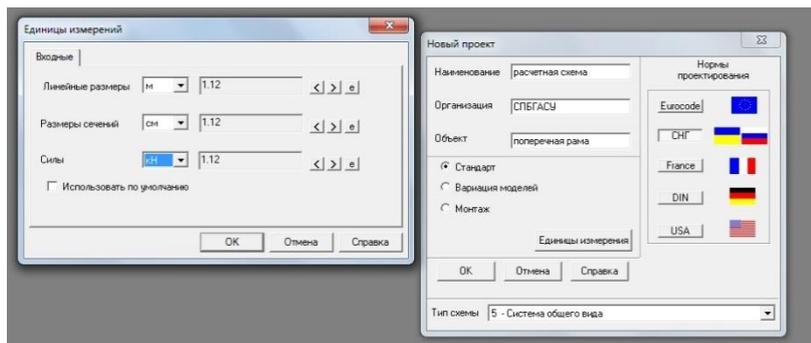


Рис. 2.2 Ввод названий и единиц измерений

После формирования данных, необходимо импортировать ранее созданную расчетную схему в новый проект и выполнить ее упаковку, а именно

- в главном меню выбрать вкладку «проект» -> «импорт» -> «dxf, dwg»;
- в главном меню проекта открываем вкладку «расчетная схема» (рис. 2.3), затем выполняем упаковку данных путем нажатия на соответствующий значок  на панели управления.

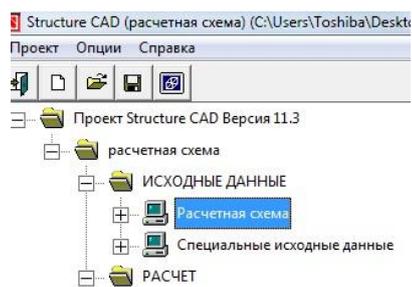


Рис. 2.3 Главное меню проекта

3. Преобразование графической расчетной схемы для МКЭ

Для того чтобы преобразовать расчетную схему применительно к расчету, необходимо:

- назначить жесткость элементам поперечной рамы;
- назначить тип конечных элементов;
- назначить связи жесткости;
- назначить промежуточные сечения для расчета усилий.

Назначение жесткости элементам поперечной рамы

Для того чтобы назначить жесткость элементам рамы необходимо переключиться на вкладку «назначение» и нажать на соответствующий значок . Далее необходимо выбрать «способ задания», данный выбор будет зависеть от сечения элемента которому будет присваиваться жесткость. В нашем случае для колонны (верхней и нижней частей) выбираем «произвольные сечения», для фермы «профили металлопроката».

Для того чтобы задать произвольное сечение для колонны, следует воспользоваться приложением «конструктор сечений», которое входит в программный комплекс «SCAD» (последовательность построения сечения см. «Построение произвольного сечения в программном приложении «Конструктор сечений»» в конце раздела). После того как в конструкторе сечений было выполнено построение, необходимо вернуться в окно с назначением жесткости и на вкладке «произвольные сечения» выбрать построенное сечение в соответствии с тем, для какого элемента поперечной рамы задается жесткость. Для нижней части колонны выбираем составное сквозное сечение, задаем материал и нажимаем «Ок» (рис. 3.1). Далее необходимо отметить элементы нижней части колонны на расчетной схеме и нажать на значок подтверждения данной операции  (рис. 3.2). Также на рис. 3.2 отмечены элементы, которые имеют жесткость соизмеримую с жесткостью нижней части колонны. Жесткости для остальных элементов рамы задаются аналогичным образом.

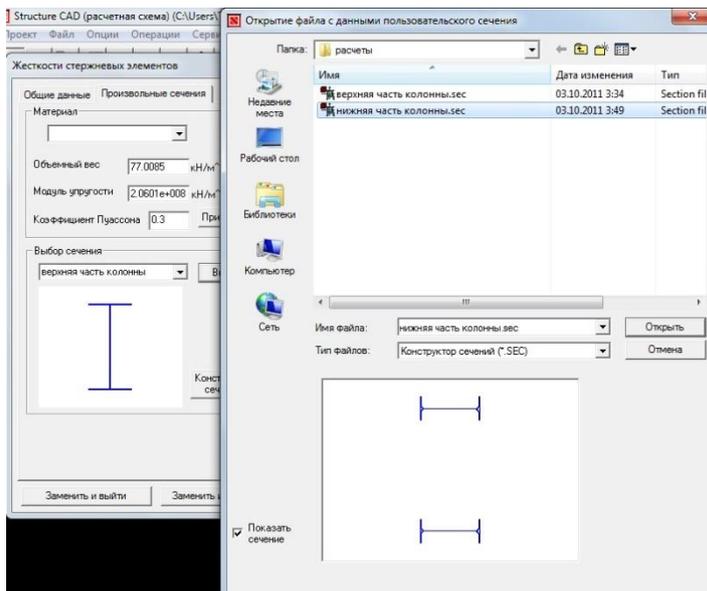


Рис. 3.1 Выбор сечения

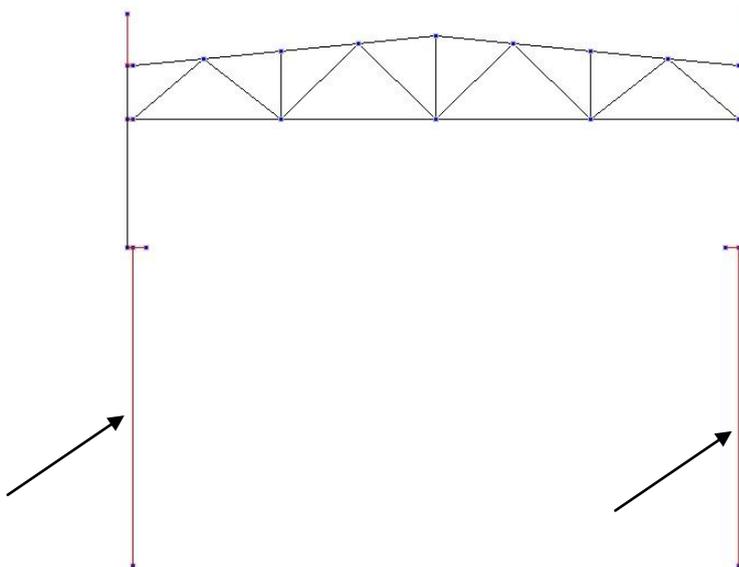


Рис. 3.2 Выбор элементов для задания жесткости

Назначение типа конечных элементов

Находясь на вкладке «назначение» нажимаем на значок  «назначение типов конечных элементов» и выбираем «4 стержень пространственной фермы» (рис. 3.3), после чего выделяем элементы фермы и нажимаем на значок подтверждения данной операции  (рис. 3.4). Для остальных элементов поперечной рамы назначение типа конечного элемента не требуется, так как по умолчанию они имеют тип «5 пространственный стержень».

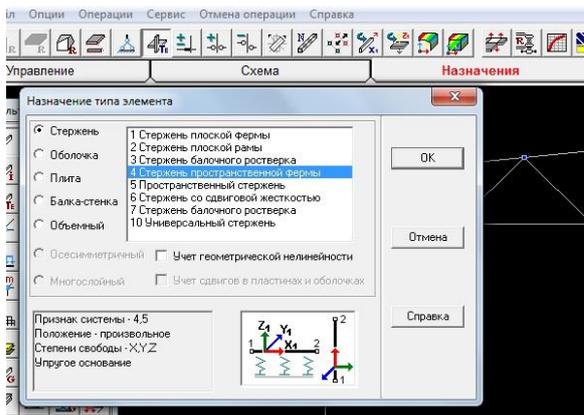


Рис. 3.3 Выбор типа конечного элемента

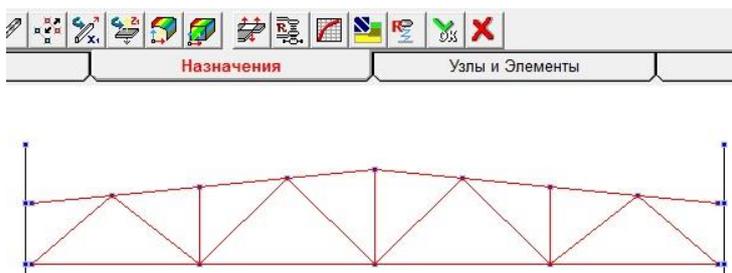


Рис. 3.4 Отмеченные элементы фермы соответствующие типу «стержень пространственной фермы»

Назначение связей жесткости

Находясь на вкладке «назначение» нажимаем на значок  «установка связей в узлах» и выбираем «установить все» (рис. 3.5), после чего выделяем узлы, в которых хотим установить данную связь и нажимаем на значок подтверждения данной операции .

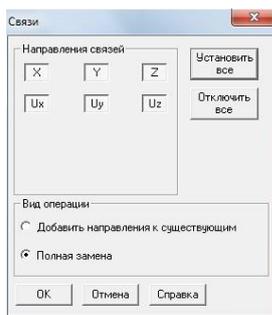


Рис. 3.5 Выбор направления связей

Назначение промежуточных сечений для расчета усилий.

Для стержневых элементов усилия по умолчанию выводятся в концевых сечениях и в центре упругой части, а при необходимости можно задать вывод и в промежуточных сечениях, по длине упругой части стержня. Например, для верхней части колонны зададим семь сечений (рис. 3.6). Для этого, находясь на вкладке «назначение» нажимаем на значок  «назначение промежуточных сечений для расчета усилий» и вводим 7 сечений (рис. 3.7), после чего выделя-

ем верхнюю часть колонны, в которой хотим установить данные сечения и нажимаем на значок подтверждения данной операции .

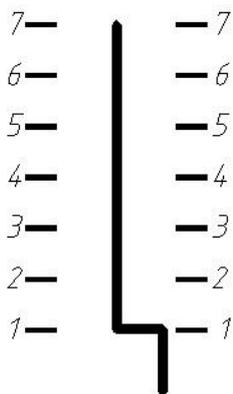


Рис. 3.6 Разбивка на сечения верхней части колонны

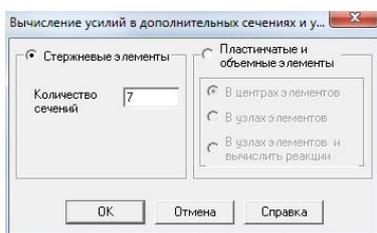


Рис. 3.7 Ввод количества сечений для расчета усилий

Построение произвольного сечения в программном приложении «Конструктор сечений»

В нашем случае, для того чтобы задать поперечные сечения элементам рамы (верхняя и нижняя части колонны), следует воспользоваться приложением «Конструктор сечений», запускаем приложение (рис. 3.8). Верхняя часть колонны состоит из трех листов, составленных в двутавр, поэтому открываем вкладку «Вид» - > «Элемент сечения» (рис. 3.9). В появившемся окне нажимаем «выбор элемента», задаем геометрические параметры листа (пояса или стенки) и нажимаем «Ок» (рис. 3.10), после чего нажимаем «Поставить». Следующий элемент составного двутавра ставится аналогичным образом с привязкой в указанный узел. Сохранить сечение.

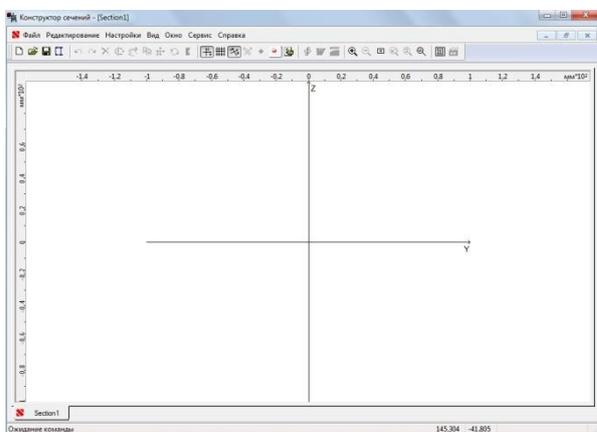


Рис. 3.8 Рабочее поле приложения «Конструктор сечений»

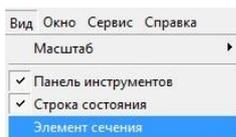


Рис. 3.9. Вкладка «Вид»

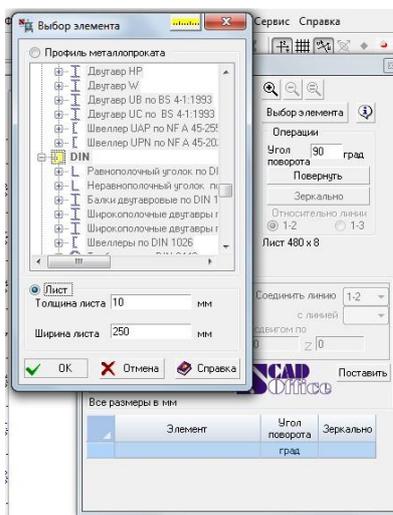


Рис. 3.10 Выбор элемента

Необходимо обратить внимание на то, что ориентация сечения должна соответствовать расчетной схеме (рис. 3.11).

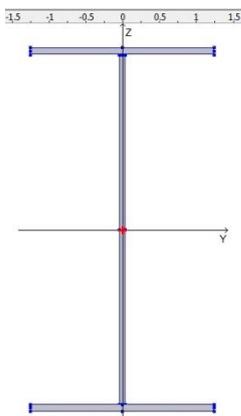


Рис. 3.11 Ориентация сечения верхней части колонны

Нижняя часть колонны представляет собой сквозное сечение, составленное из прокатного двутавра, поэтому для его создания открываем вкладку «Файл» - > «Создать стандартное сечение». В появившемся окне выбираем «тип поперечного сечения», задаем № двутавра и нажимаем «Ок» (рис. 3.12). Далее, для того чтобы раздвинуть сечение открываем вкладку «Редактирование» - > «Сдвиг, поворот элемента», задаем сдвиг вдоль оси Y (рис. 3.13). Затем необходимо повернуть сечение в соответствии с расчетной схемой, для этого открываем вкладку «Редактирование» - > «Поворот сечения», задаем угол, в нашем случае 90 град, и нажимаем «Ок» (рис. 3.14). Сохранить сечение.

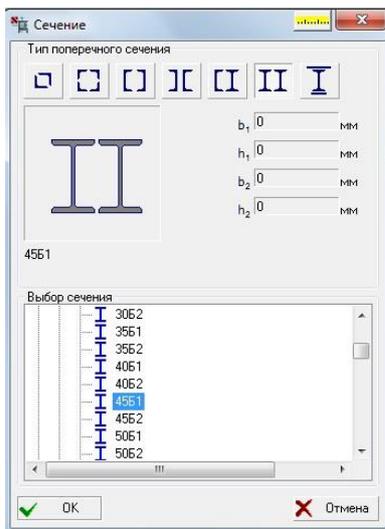


Рис. 3.12 Выбор сечения

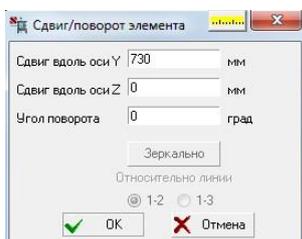


Рис. 3.13. Сдвиг, поворот элемента

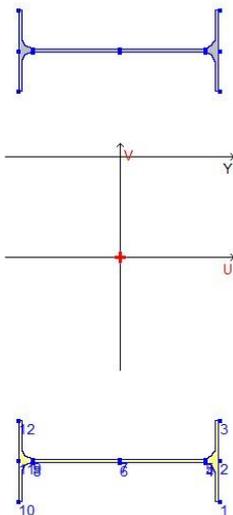


Рис. 3.14 Ориентация нижней части колонны

4. Загрузка расчетной схемы для МКЭ

Схемы приложения нагрузок см. п. 3.2.1-3.2.2.

Узловая нагрузка

Для того чтобы приложить узловую нагрузку необходимо перейти на вкладку «Загрузка» и на панели управления нажать на значок  «узловые нагрузки», после чего в появившемся окне задать значение нагрузки в соответствующем направлении действия этой нагрузки

(рис. 4.1). Далее выбираем узлы, на которые действует данная нагрузка, и нажимаем на значок подтверждения данной операции .

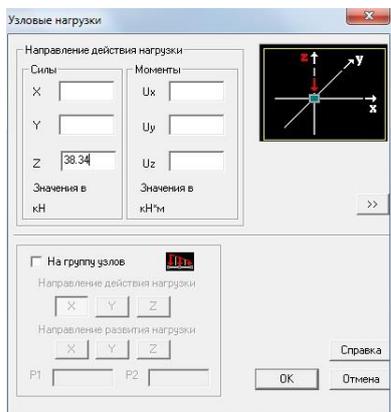


Рис. 4.1 Задание узловой нагрузки

Нагрузки на стержни

Для того чтобы приложить нагрузку на стержень необходимо перейти на вкладку «Загрузки» и на панели управления нажать на значок  «нагрузки на стержни», после чего в появившемся окне задать (рис. 4.2)

- систему координат нагрузки (в нашем случае общая);
- вид нагрузки;
- направление действия нагрузки;
- значение нагрузки;
- расстояние от узла до точки приложения нагрузки.

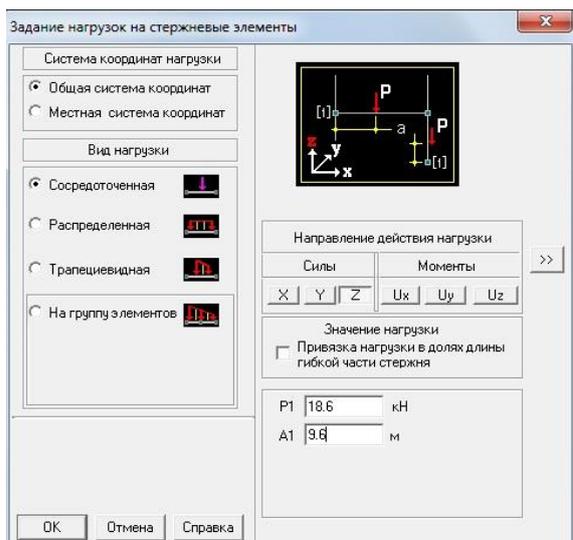


Рис. 4.2 Задание нагрузок на стержневые элементы

Далее выбираем стержни, на которые действует данная нагрузка, и нажимаем на значок подтверждения данной операции .

Нагрузка от собственного веса элементов поперечной рамы

Задается при формировании постоянной нагрузки. Для того чтобы задать данную нагрузку необходимо перейти на вкладку «Загрузки» и на панели управления нажать на значок  «собственный вес», после чего в появившемся окне задать коэффициент включения собственного веса, в нашем случае для всех элементов достаточно принять значение 1.1 (*рис. 4.3*)

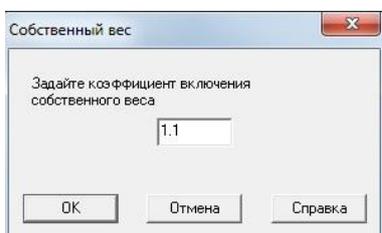


Рис. 4.3 Назначение коэффициента включения собственного веса

После того, как загрузка сформировано, например «постоянная нагрузка» (*рис. 4.5*), которая в себя включает нагрузку от (*п. 3.2.1*)

- шатра;
- собственного веса стен;
- собственного веса подкрановых балок;
- собственного веса элементов поперечной рамы,

необходимо выполнить упаковку загрузок, нажав на соответствующий значок на панели инструментов , затем в появившемся окне (*рис. 4.4*) ввести «имя загрузки», после чего нажать на кнопку «Ок» тем самым сохранив данное загрузку.

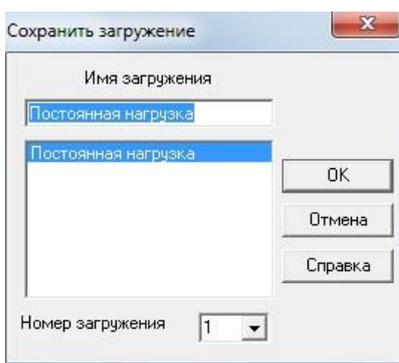


Рис. 4.4 Сохранение загрузки

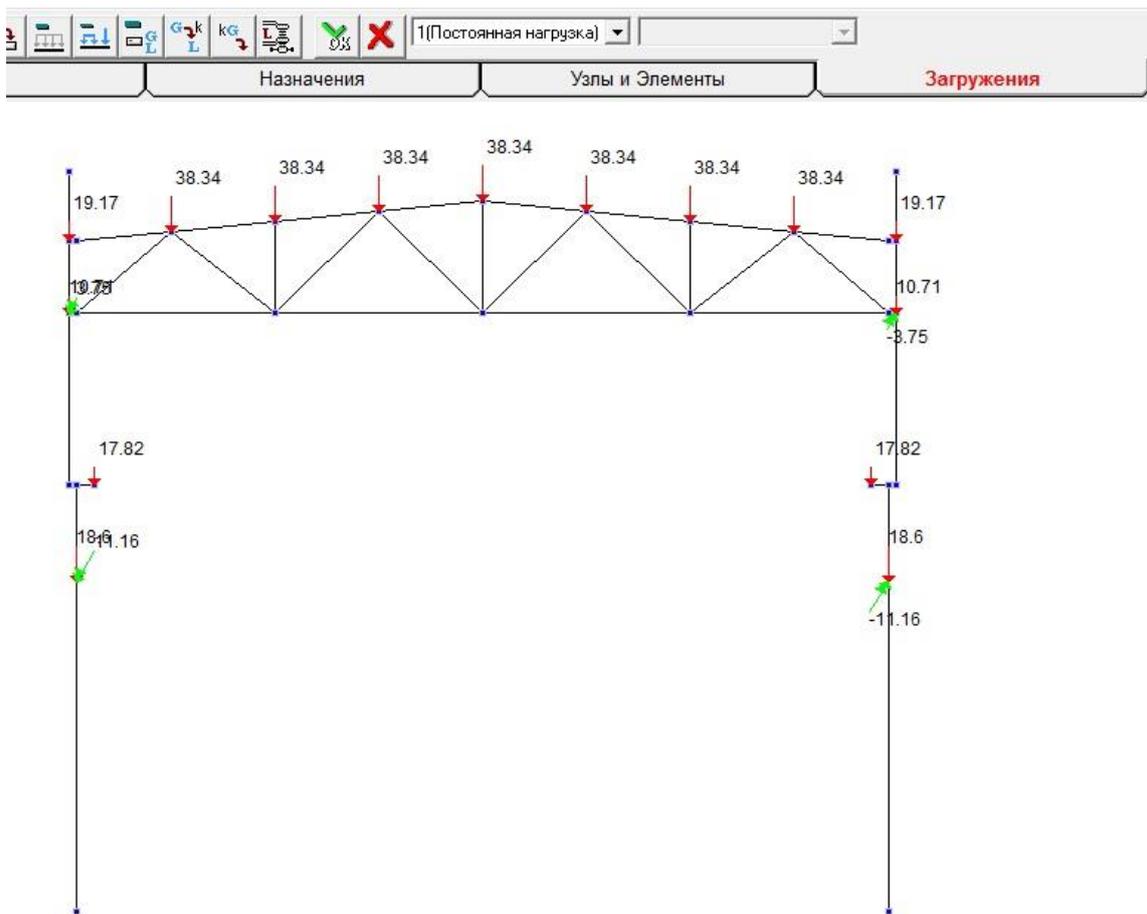


Рис. 4.5 Загружение постоянной нагрузкой (нагрузка от собственного веса элементов поперечной рамы условно не показана)

5. Выполнение линейного расчета и представление его результатов

После того как были выполнены выше перечисленные пункты, необходимо зайти на вкладку «файл» - > «выход из режима» (рис. 5.1). Для выполнения линейного расчета поперечной рамы в главном меню нажимаем «линейный» в разделе «Расчет» (рис. 5.2). После того как программа выполнит расчет нажимаем выход (рис. 5.3).

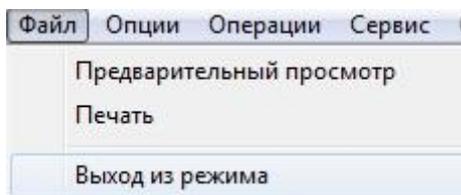


Рис. 5.1 Выход из режима в главное меню



Рис. 5.2 Фрагмент главного меню

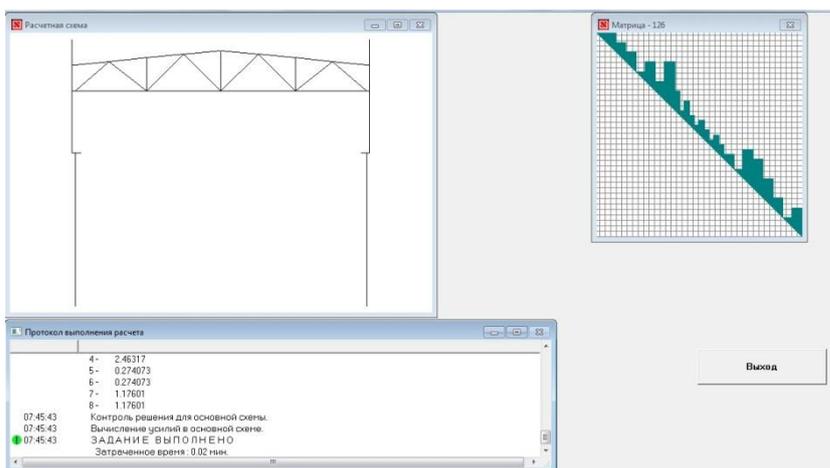


Рис. 5.3 Ход выполнения линейного расчета программой

Для того чтобы графически проанализировать полученные данные в главном меню нажимаем «графический анализ» в разделе «Результаты» (рис. 5.4). Далее для анализа усилий в стержневых элементах переходим на вкладку «Эпюры усилий» и задаем интересующие нас параметры (рис. 5.5). Например, для получения эпюры усилий изгибающего момента M_y от постоянной нагрузки (рис. 5.6), следует

- нажать на значок «эпюры усилий» ;
- выбрать вид усилия;
- выбрать загрузку;
- установить коэффициент масштабирования эпюр.

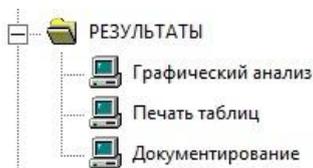


Рис. 5.4. Фрагмент главного меню

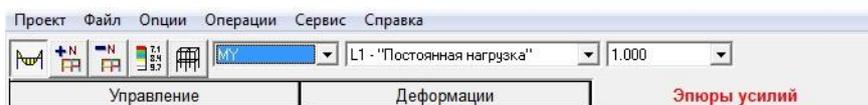


Рис. 5.5 Фрагмент панели управления в подразделе «графический анализ»

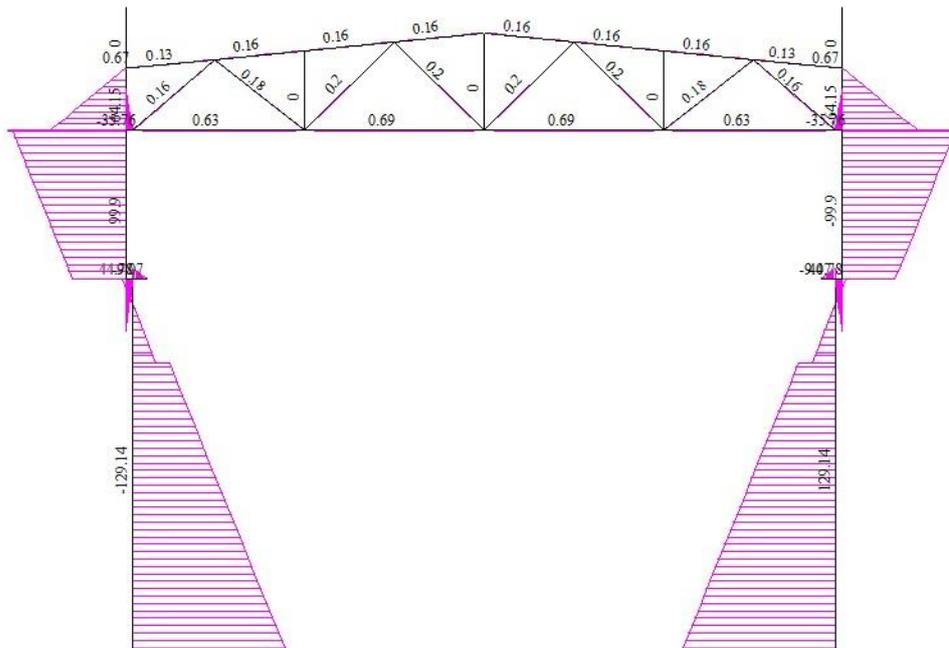


Рис. 5.6 Эпюра M_y от постоянной нагрузки

Для анализа деформированного состояния переходим на вкладку «Деформации» и выбираем загрузку, от которого хотим получить деформированную схему (рис. 5.7-рис. 5.8).



Рис. 5.7 Фрагмент панели управления в подразделе «графический анализ»

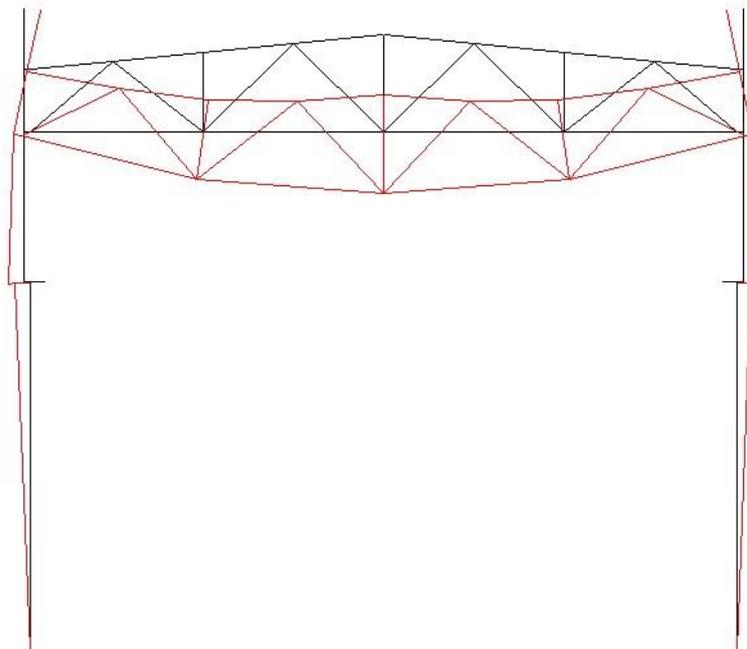


Рис. 5.8 Деформированное состояние от постоянной нагрузки

Для того чтобы сформировать полученные данные в документ, необходимо в главном меню нажать «документирование» в разделе «Результаты» (рис. 5.4). Например, если необходимо

получить данные об усилиях N , M_y , Q_z ., возникающих во всех элементах поперечной рамы, то в окне «результаты расчета» выбираем «усилия и напряжения» и нажимаем на стрелочку (рис. 5.9). Появилось новое окно, в котором на вкладке

- элементы, выбираем все элементы «0»;
- загрузки, выбираем все загрузки;
- усилия и напряжения, выбираем N , M_y , Q_z ,

далее нажимаем «Ok» и в окне «результаты расчета» (рис. 5.9) кликаем «Создать документ MS Word».

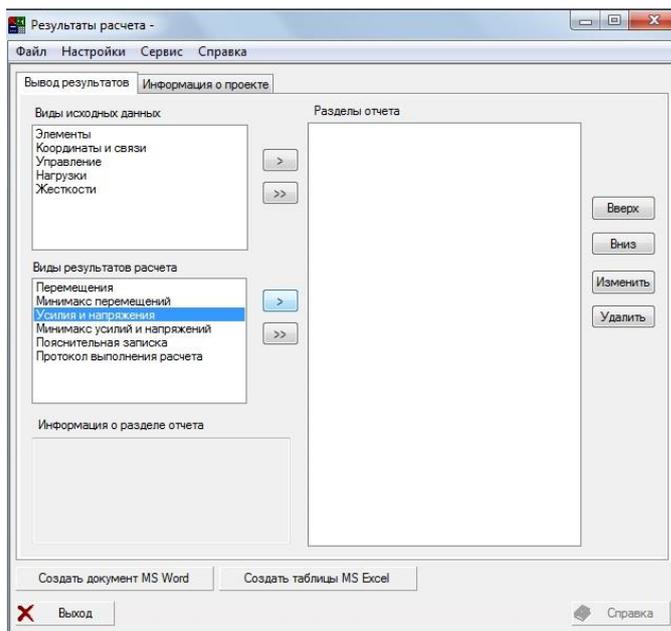


Рис. 5.9 Окно для формирования результатов расчета

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. СП 16.13330.2011. Стальные конструкции / Минрегион России. - М.: ГУП ЦПП, 2011. – 172 с.
2. СП 20.13330.2011. Нагрузки и воздействия / Минрегион России. - М.: ГУП ЦПП, 2011. – 92 с.
3. Металлические конструкции: учебник для студ. высш. учеб. заведений / [В. В. Горев, Б. Ю. Уваров, В. В. Филиппов, Г. И. Белый и др.]. – М.: Высш. шк., 2002. – 528 с.
4. Металлические конструкции: учебник для студ. высш. учеб. заведений / [Ю. И. Кудишин, Е. И. Беленя, В. С. Игнатъева и др.]. – М.: «Академия», 2006. – 688 с.
5. Ветровая нагрузка на сооружения / под ред. Г.А. Савицкого. – М.: Стройиздат, 1972. – 111 с.
6. Нагрузки и воздействия на здания и сооружения / под ред. В. Н. Гордеева. – М.: Издательство Ассоциации строительных вузов, 2007. – 482 с.
7. СП 131.13330.2012*. Строительная климатология / Минрегион России. - М.: ГУП ЦПП, 2012. – 108 с.