

ФЕДЕРАЛЬНОЕ АГЕНТСТВО ПО ОБРАЗОВАНИЮ РФ
ФГОУ ВПО КАЗАНСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ
АРХИТЕКТУРНО-СТРОИТЕЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ

Кафедра металлических конструкций и
испытания сооружений

СТАЛЬНОЙ КАРКАС ОДНОЭТАЖНОГО ПРОИЗВОДСТВЕННОГО ЗДАНИЯ

Методические указания к курсовому проекту
по металлическим конструкциям
для специальности 270102
«Промышленное и гражданское
строительство»
и направления 270100 «Строительство»
(бакалавры)
(часть I)

Казань
2008

Составители: М.А.Дымолазов, О.И.Ефимов, Л.А.Исаева,
УДК 624.014(075.8)

Стальной каркас одноэтажного производственного здания. Методические указания к курсовому проекту для специальности 270102 «Промышленное и гражданское строительство» и направления 270100 «Строительство» (бакалавры) (часть I). /Издание четвёртое дополненное и переработанное/. Под редакцией О.И.Ефимова. Составители: М.А.Дымолазов, О.И.Ефимов, Л.А.Исаева. Казань: КГАСУ, 2008г.- 43с.

В части I указаний рассматриваются вопросы компоновки стального каркаса одноэтажного производственного здания, расчета и конструирования подкрановых балок. Предназначены для использования в курсовом и дипломном проектировании.

Библиография: 11 наименований

Рецензент: Ф.Х.Ахметзянов – доцент кафедры железобетонных и каменных конструкций Казанского государственного архитектурно-строительного университета

© Казанский государственный архитектурно-строительный университет, 2008г.

1. Общие замечания по выполнению курсового проекта

Целью проектирования является приобретение студентом практических навыков самостоятельного пользования и применения теоретических основ и соответствующей нормативной базы при решении конкретной технической задачи. В данном проекте предусматривается разработка стального каркаса одноэтажного производственного здания по исходным данным, принимаемым из таблиц 1.1-1.5 по двум последним цифрам номера зачётной книжки. При этом ниже перечисленные данные следует принять для всех вариантов: стены - самонесущие; группа режимов работы мостовых кранов - 5К (см. приложение 1 [2]); количество кранов в пролёте – 2; краны с гибким подвесом груза; здание отапливаемое. Расчёты и конструированию подлежат:

- подкрановые конструкции;
- стропильная ферма покрытия;
- ступенчатая внецентренно-сжатая колонна.

Расчёты и конструирование перечисленных конструкций, а также компоновка поперечной и продольной систем каркаса отражаются в расчётно-пояснительной записке объёмом 35-45 стр. и на 2-х листах чертежей формата А1.

2. Компоновка конструктивной схемы каркаса

При проектировании каркас производственного здания обычно расчленяется на две системы – поперечную и продольную, работа каждой из них под нагрузкой принимается независимой. В состав этих систем включают конструкции, работа которых является определяющей для данной системы.

2.1. Поперечная система каркаса

В поперечную систему - раму включают только колонны и ригели покрытия. Рама образуется двумя жёстко заделанными в фундамент ступенчатыми колоннами и ригелем – жёстко опертой стропильной фермой (рис. 2.1). Стропильная ферма - ферма с параллельными поясами (при использовании в качестве несущей конструкции кровли профилированного настила и

Таблица 1.1

Пролет цеха (м); грузоподъемность мостового крана (т) / отметка верха кранового рельса (м).

		Последняя цифра номера зачетной книжки									
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	0
1	$\frac{24;32/5}{18,4}$	$\frac{36;50/12,5}{12,6}$	$\frac{24;50/12,5}{18,6}$	$\frac{36;50/12,5}{12}$	$\frac{24;32/5}{20,2}$	$\frac{36;32/5}{14,2}$	$\frac{30;32/5}{17,2}$	$\frac{36;50/12,5}{13,8}$	$\frac{24;32/5}{17,2}$	$\frac{30;32/5}{16}$	$\frac{36;32/5}{13}$
2	$\frac{24;50/12,5}{18}$	$\frac{30;32/5}{14,8}$	$\frac{36;50/12,5}{15}$	$\frac{30;50/12,5}{14,4}$	$\frac{30;50/12,5}{15,6}$	$\frac{30;50/12,5}{15}$	$\frac{36;32/5}{14,8}$	$\frac{24;50/12,5}{16,2}$	$\frac{24;50/12,5}{16,2}$	$\frac{36;32/5}{14,8}$	$\frac{24;50/12,5}{15,6}$
3	$\frac{36;32/5}{15,4}$	$\frac{36;50/12,5}{13,2}$	$\frac{24;32/5}{19}$	$\frac{36;50/12,5}{13,8}$	$\frac{24;32/5}{18,4}$	$\frac{30;32/5}{16}$	$\frac{30;32/5}{16,6}$	$\frac{24;50/12,5}{17,4}$	$\frac{24;50/12,5}{17,4}$	$\frac{24;32/5}{19,6}$	$\frac{36;32/5}{13,6}$
4	$\frac{24;50/12,5}{19,2}$	$\frac{36;50/12,5}{12,6}$	$\frac{30;32/5}{17,2}$	$\frac{30;32/5}{15,4}$	$\frac{36;32/5}{14,2}$	$\frac{36;32/5}{13,6}$	$\frac{24;50/12,5}{19,2}$	$\frac{30;50/12,5}{15,6}$	$\frac{30;50/12,5}{15,6}$	$\frac{24;32/5}{20,2}$	$\frac{30;50/12,5}{15}$
5	$\frac{36;32/5}{14,2}$	$\frac{30;50/12,5}{15}$	$\frac{36;32/5}{14,8}$	$\frac{36;50/12,5}{12}$	$\frac{24;32/5}{19,6}$	$\frac{24;50/12,5}{17,4}$	$\frac{30;32/5}{16}$	$\frac{24;32/5}{16,6}$	$\frac{24;32/5}{16,6}$	$\frac{36;32/5}{14,2}$	$\frac{36;32/5}{14,2}$
6	$\frac{36;32/5}{15,4}$	$\frac{30;32/5}{14,2}$	$\frac{24;32/5}{19}$	$\frac{30;32/5}{16}$	$\frac{24;50/12,5}{19,8}$	$\frac{30;32/5}{15,4}$	$\frac{36;50/12,5}{13,8}$	$\frac{36;50/12,5}{13,2}$	$\frac{36;50/12,5}{13,2}$	$\frac{30;50/12,5}{15,6}$	$\frac{24;50/12,5}{15,6}$
7	$\frac{30;32/5}{16,6}$	$\frac{36;50/12,5}{12}$	$\frac{24;50/12,5}{18,6}$	$\frac{30;50/12,5}{13,8}$	$\frac{24;32/5}{18,4}$	$\frac{24;32/5}{16}$	$\frac{24;32/5}{20,2}$	$\frac{36;50/12,5}{13,8}$	$\frac{36;50/12,5}{13,8}$	$\frac{24;50/12,5}{19,8}$	$\frac{36;32/5}{12,4}$
8	$\frac{30;32/5}{16}$	$\frac{36;50/12,5}{13,2}$	$\frac{30;50/12,5}{16,2}$	$\frac{24;50/12,5}{15,6}$	$\frac{30;50/12,5}{16,8}$	$\frac{36;32/5}{13}$	$\frac{24;50/12,5}{19,8}$	$\frac{36;32/5}{12,4}$	$\frac{36;32/5}{12,4}$	$\frac{24;32/5}{18,4}$	$\frac{30;32/5}{14,8}$
9	$\frac{24;32/5}{19,6}$	$\frac{30;50/12,5}{14,4}$	$\frac{24;32/5}{20,2}$	$\frac{24;50/12,5}{16,8}$	$\frac{24;50/12,5}{18}$	$\frac{30;32/5}{14,2}$	$\frac{36;32/5}{14,2}$	$\frac{36;50/12,5}{12}$	$\frac{36;50/12,5}{12}$	$\frac{30;32/5}{16,6}$	$\frac{36;50/12,5}{12,6}$
0	$\frac{30;50/12,5}{16,8}$	$\frac{36;50/12,5}{12,6}$	$\frac{36;50/12,5}{15}$	$\frac{30;50/12,5}{15,6}$	$\frac{24;32/5}{19}$	$\frac{36;32/5}{12,4}$	$\frac{36;32/5}{15,4}$	$\frac{24;32/5}{17,2}$	$\frac{24;32/5}{17,2}$	$\frac{30;32/5}{17,2}$	$\frac{36;32/5}{13}$
		Предпоследняя цифра номера зачетной книжки									

Таблица 1.2

Последняя цифра	Шаг колонн В (м)	Несущая конструкция кровли
1,3,5,7,9	6	Железобетонные плиты
2,4,6,8,0	12	Профилированный настил

Таблица 1.3

Предпоследняя цифра	Длина здания (м)	Класс бетона фундамента
1	96	В 10
2	108	В 12,5
3	120	В 15
4	132	В 10
5	144	В 12,5
6	156	В 15
7	264	В 10
8	240	В 12,5
9	252	В 15
0	264	В 10

Таблица 1.4

Последняя цифра	Место строительства	Утеплитель
1	Москва	Пенобетон
2	Воронеж	Керамзит
3	Казань	Минераловатные плиты
4	Екатеринбург	Пенопласт
5	Саратов	Фибролит
6	С-Петербург	Пенобетон
7	Н. Новгород	Керамзит
8	Пермь	Фибролит
9	Томск	Пенопласт
0	Новосибирск	Минераловатные плиты

Таблица 1.5

Предпоследн. цифра	Марка стали для рам	Последняя цифра	Марка стали для подкрановых балок
1	ВСт3пс	1	18сп
2	ВСт3сп	2	18Гсп
3	О9Г2	3	ВСт3сп
4	14Г2	4	ВСт3Гпс
5	18Гпс	5	О9Г2С
6	10Г2С1	6	14Г2
7	18сп	7	10Г2С1
8	14Г2	8	18сп
9	ВСт3сп	9	18Гсп
0	18пс	0	ВСт3сп

прогонов) или трапециевидная (при использовании крупноразмерных железобетонных ребристых плит).

При компоновке поперечной рамы сначала следует определить вертикальные размеры рамы и ее элементов, привязывая размеры к уровню чистого пола.

Размер h_1 - отметка верха кранового рельса.

Размер h_2 - диктуется вертикальными габаритами мостового крана.

$$h_2 = (h_c + 100) + a, \quad (2.1)$$

где: h_c – габаритный размер крана от верха подкранового рельса до верхней точки тележки мостового крана (см. приложение 1); 100мм – зазор между этой точкой и низом стропильной фермы (требование техники безопасности); $a = 200 \div 400$ мм - возможный прогиб конструкции (большой размер для больших пролетов). Размер h_2 принимается кратным 200мм с округлением в большую сторону. Полезная высота цеха

$$H = h_1 + h_2 \quad (2.2)$$

должна быть кратна 0,6м. В случае необходимости корректировки полезную высоту изменяют за счёт увеличения размера h_1 . Высота верхней части колонны

$$h_u = h_b + h_r + h_2, \quad (2.3)$$

где $h_b = (\frac{1}{10} \div \frac{1}{8})B$, здесь B – шаг колонн; h_r – высота рельса (по данным ГОСТ 4121-76* «Рельсы крановые» или приложения 1). Высота нижней части колонны

$$h_d = H - h_u + (500 \div 800\text{мм}), \quad (2.4)$$

где 500 - 800мм – заглубление базы колонны от уровня пола.

Общая высота колонны

$$h = h_u + h_d. \quad (2.5)$$

Высота колонны у опоры ригеля h_f зависит от принятой конструкции фермы. Схемы ферм пролётами 24, 30 и 36 м приведены на стр. 406 [3], стр. 413 [4], стр. 216 [6], стр.284 [7].

Далее устанавливаются горизонтальные размеры с привязкой их к разбивочным осям. Привязка наружной грани колонны к разбивочной оси - b_0 :

- $b_0=0$ в невысоких зданиях с $H<16,2$ м при $V=6$ м и кранах грузоподъёмностью $Q<300$ кН;
- $b_0=500$ мм в высоких зданиях с $H>30$ м и кранами $Q\geq 750$ кН; в зданиях с мостовыми кранами с группами режимов работы 7К и 8К, если в верхней части колонны устраиваются проёмы для прохода;
- $b_0=250$ мм в остальных случаях.

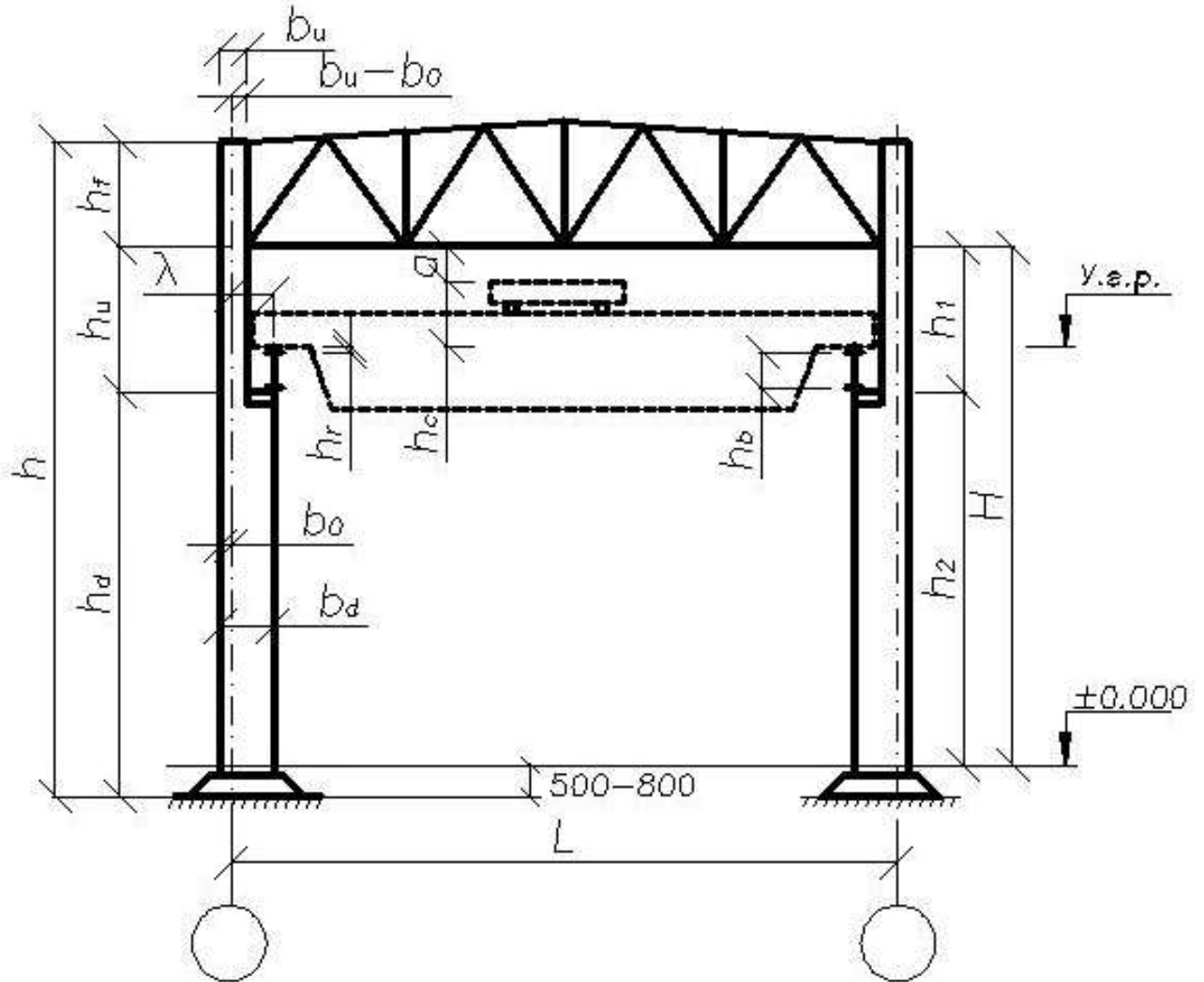


Рис 2.1. Схема поперечной рамы

Ширина верхней части колонны из условия обеспечения необходимой изгибной жёсткости

$$b_u \geq \frac{1}{12} h_u. \quad (2.6)$$

В случае примыкания унифицированной стропильной фермы к колонне сбоку её привязка к разбивочной оси 200мм - здесь b_u 450мм или 700мм. В прочих случаях этот размер принимается кратным 250мм, т.е. 500мм или 750мм.

Расстояние от оси колонны до оси подкрановой балки

$$\lambda \geq B_1 + (b_u - b_0) + (60 \div 75 \text{ мм}), \quad (2.7)$$

где: B_1 – часть кранового моста, выступающая за ось рельса (см. приложение 1); 60-75мм – зазор между колонной и краном.

Размер λ должен быть кратным 250мм и принимается: $\lambda=750$ мм для кранов $Q \leq 500$ кН при отсутствии проходов в верхней части колонны; $\lambda=1000$ мм для кранов $Q > 500$ кН без проходов в стенке колонны и $Q \leq 1250$ кН с внутренними проходами; $\lambda=1250$ мм для более мощных кранов, а также при наличии прохода вне колонны.

Ширина нижней части колонны

$$b_d = \lambda + b_0. \quad (2.8)$$

В обычных промышленных зданиях с мостовыми кранами с группами режимов работы до 6К включительно $b_d \geq \frac{1}{20} h$ и

$b_d \geq \frac{1}{15} h$ - в зданиях с мостовыми кранами с группами режимов работы 7К и 8К.

2.2. Продольная система каркаса

В продольном направлении здание, при необходимости, расчленяется на минимальное количество равных температурных блоков (максимальные размеры см. пункт 13.5 и табл.42 [1]). В этом случае каркас каждого температурного блока является самостоятельным и практически не связанным с каркасами смежных блоков.

В продольную систему каркаса входят колонны, подкрановые балки, вертикальные связи и те из продольных элементов, которые выполняют роль связевых, обеспечивая устойчивость и неизменяемость каркаса в продольном направлении. В продольной системе колонны проектируются

шарнирно опёртыми на фундамент, при этом геометрическая неизменяемость обеспечивается постановкой по колоннам вертикальных связей. Вертикальные связи по колоннам проектируются двух типов: основные, располагаемые по всей высоте колонны от верхнего конца до фундаментов; верхние, располагаемые в пределах верхних участков колонн от верха подкрановых балок (рис. 2.2).

Основные связи следует располагать в средней части здания или температурного блока здания. Предельное расстояние от температурного шва или торца здания до оси ближайшей основной связи см. табл. 42 [1]. При наличии в одном температурном блоке или здании двух основных связей расстояние между последними в осях см. табл. 42 [1].

Верхние связи устанавливают по краям здания или температурного блока, а также в тех местах, где расположены поперечные горизонтальные связи между ригелями покрытия.

Рекомендуется применение связей с обычной крестовой решёткой. Примыкание связей к колоннам осуществляется по оси колонны при условии, что ширина колонны не превышает 600мм. При большей ширине колонны и при сквозных колоннах применяются парные связи, примыкающие к каждой полке или к каждой ветви колонны.

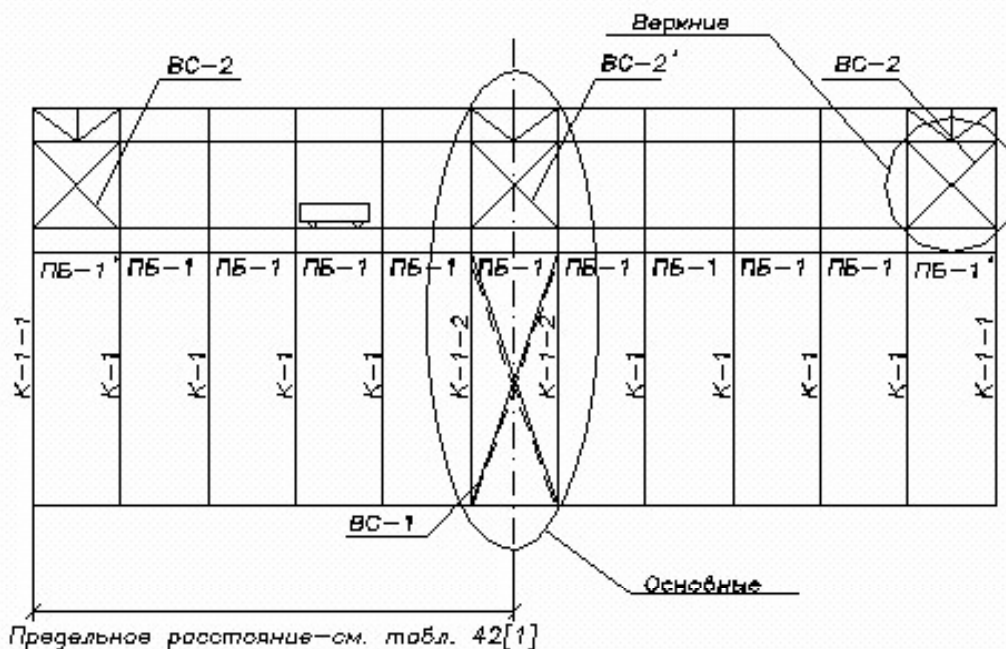


Рис. 2.2. Схема вертикальных связей по колоннам

Связи по покрытию предусматриваются: в уровне верхних поясов стропильных ферм; в уровне нижних поясов стропильных ферм; вертикальные связи между стропильными фермами.

Связи по верхним поясам стропильных ферм (рис. 2.3.а) состоят из продольных элементов – распорок и горизонтальных поперечных связевых ферм. Последние помещают по торцам здания или температурного блока. При длине здания или блока более значения, оговорённого в п.13.18. [1], предусматриваются промежуточные поперечные связевые фермы, располагаемые в середине. Узлы связевых ферм должны совпадать с узлами стропильных ферм. Коньковые узлы раскрепляются распорками.

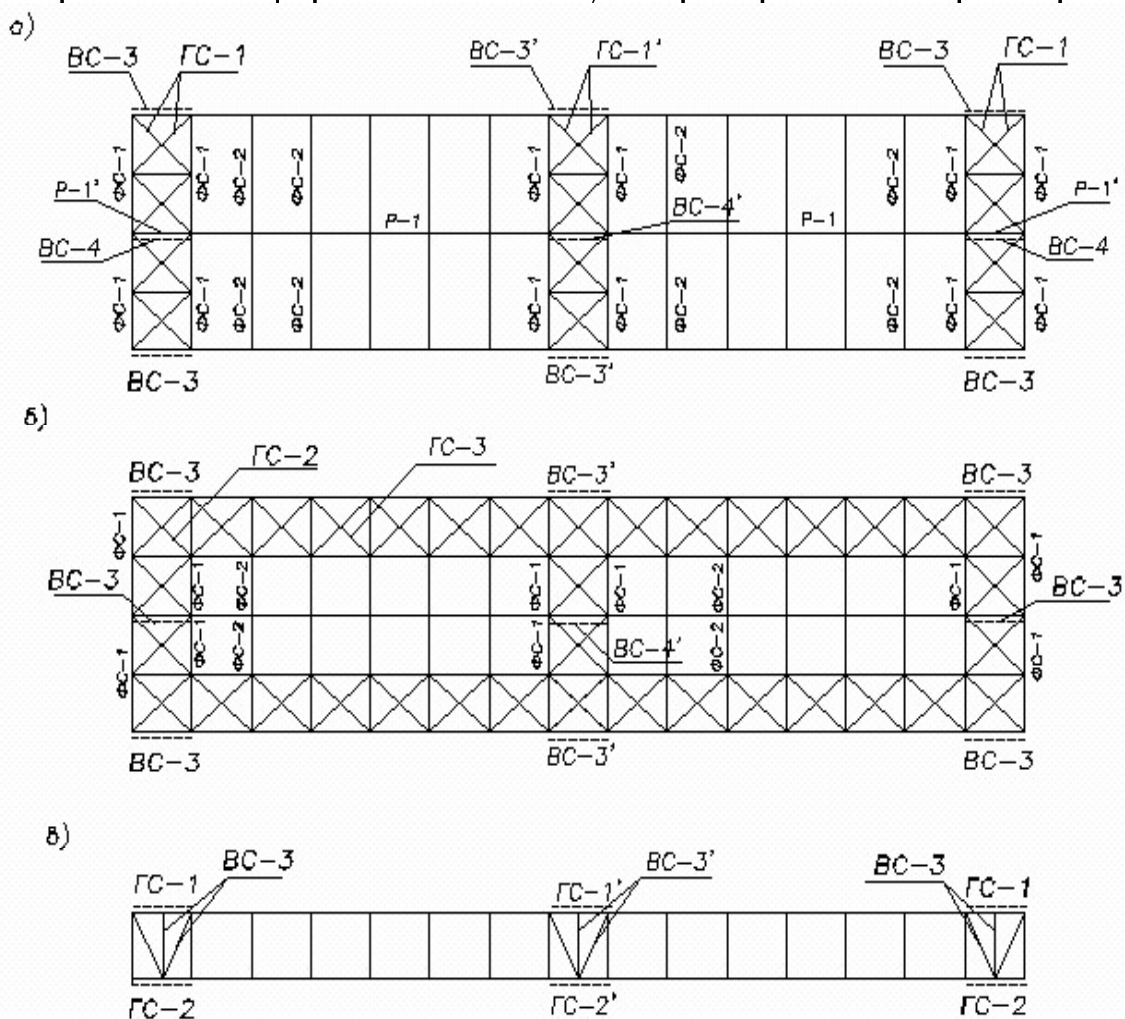


Рис 2.3. Схемы связей по покрытию:

- а) связи по верхним поясам; б) связи по нижним поясам;
в) вертикальные связи по фермам

Связи по нижним поясам стропильных ферм (рис. 2.3.б) состоят из горизонтальных поперечных и продольных связевых ферм. Поперечные связевые фермы по нижним поясам ставятся под поперечными связевыми фермами по верхним поясам стропильных ферм.

Вертикальные связевые фермы (рис. 2.3.в) располагают в местах установки поперечных связевых ферм.

3. Расчёт и конструирование подкрановых конструкций

К подкрановым конструкциям относятся:

- подкрановые балки;
- тормозные балки;
- вертикальные и горизонтальные связи, обеспечивающие необходимую жёсткость и неизменяемость конструкции;
- крановые рельсы с креплениями и упорами.

Подкрановые балки работают на подвижную динамическую нагрузку от мостовых кранов, воспринимая большие сосредоточенные силы давления крановых колёс и испытывая одновременное воздействие вертикальных и горизонтальных (от торможения крановой тележки) нагрузок.

В практике проектирования существует два основных варианта компоновки подкрановых конструкций: бисимметричная двутавровая подкрановая балка в сочетании с тормозной балкой (фермой) (рис.3.3.а); моносимметричная двутавровая подкрановая балка с более развитым верхним поясом (рис.3.3.б). Ниже рассмотрены оба варианта.

3.1. Определение действующих нагрузок. Расчётные внутренние усилия

Расчёт подкрановой балки обычно производят на совместное действие двух сближённых кранов с грузовыми тележками, тормозящими вблизи балки (рис. 3.1).

Расчётные значения вертикальных и горизонтальных крановых нагрузок определяют по формулам:

$$F = F_n \gamma_f \gamma_n \kappa_{d1} \psi; \quad T = T_n \gamma_f \gamma_n \kappa_{d2} \psi, \quad (3.1)$$

где $T_n = \frac{T_0}{n_0}$.

Здесь: F_n – нормативная сила вертикального давления колеса крана на рельс принимается по ГОСТ 6711-81, ГОСТ 25711-81 или приложению 1; γ_f – коэффициент надёжности по нагрузке для крановых нагрузок, принимаемый по указаниям пункта 4.8. [2]; γ_n – коэффициент надёжности по ответственности, принимаемый по указаниям приложения 7* [2]; k_{d1} , k_{d2} – коэффициенты динамичности, принимаемые по указаниям пункта 4.9. [2]; ψ – коэффициент сочетаний, принимаемый по указаниям пункта 4.17. [2]; T_n – нормативная горизонтальная нагрузка, приходящаяся на одно колесо крана; T_0 – полная нормативная горизонтальная нагрузка, вызываемая торможением тележки крана и определяемая по указаниям пункта 4.4. [2]; n_0 – число колёс с одной стороны крана.

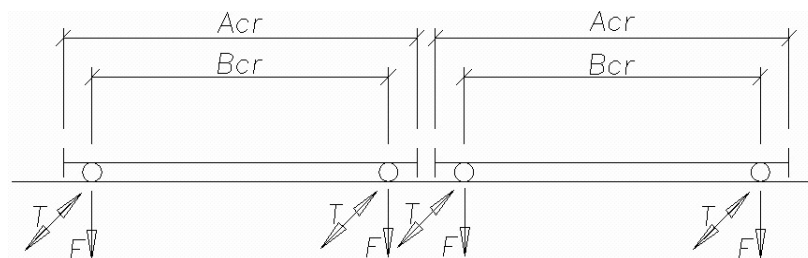


Рис 3.1. Схема нагрузок, действующих на балку

При расчёте балок под краны с группами режимов работы 7К и 8К вместо горизонтальной нагрузки, вызываемой торможением тележки крана, учитывают воздействие горизонтальных сил бокового давления, вызываемого перекосом моста крана и непараллельностью крановых путей. Расчётное значение данной горизонтальной нагрузки на одно колесо крана

$$T_t = 0,1F_n\gamma_f\gamma_nk_{d2}\psi \quad (3.2)$$

Максимально возможные внутренние усилия в подкрановой балке.

Максимально возможный изгибающий момент в разрезной балке, нагруженной системой взаимосвязанных подвижных грузов, возникает в том случае, если равнодействующая этой системы грузов и ближайший к ней груз равноудалены от середины пролёта балки. Максимальный изгибающий момент

возникает в этом случае в сечении, расположенном под этим грузом (правило Винклера).

Пример реализации этого правила представлен на рис.3.2.а, когда на рассматриваемую балку умещается три колеса (три подвижных груза) двух сближенных кранов (габариты кранов см. приложение 1).

Для определения максимально возможной перерезывающей силы в балке от вертикальной нагрузки краны располагают таким образом, чтобы одно из колёс (один из грузов) находилось непосредственно над опорой, а остальные – как можно ближе к ней (рис. 3.2.б).

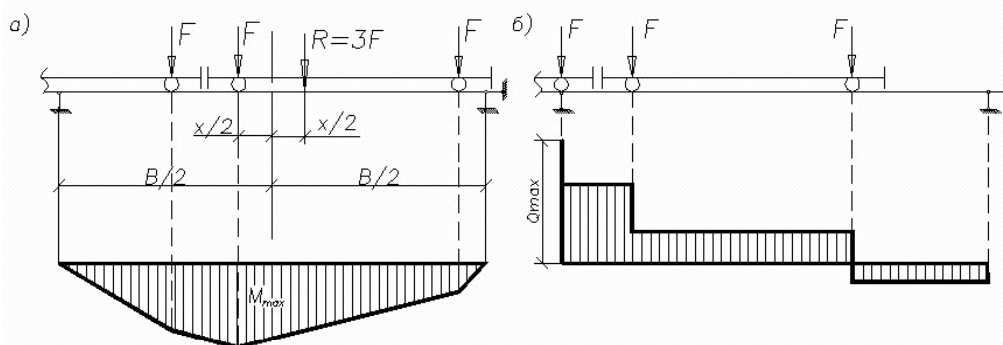


Рис 3.2. Эпюры внутренних усилий:

а) эпюра изгибающих моментов; б) эпюра перерезывающих сил

Расчётные внутренние усилия в балке от действия вертикальных крановых нагрузок с учётом собственного веса подкрановых конструкций M_F и Q_F получают умножением величин M_{max} и Q_{max} на коэффициент $\alpha_1=(1,05\div 1,07)$

$$M_F = M_{max} \cdot \alpha_1, \quad Q_F = Q_{max} \cdot \alpha_1 \quad (3.3)$$

Расчётные изгибающий момент M_T и перерезывающая сила Q_T от горизонтальной нагрузки, вызываемой торможением тележки, определяются формулами:

$$M_T = \frac{T}{F} M_{max}; \quad Q_T = \frac{T}{F} Q_{max} \quad (3.4)$$

3.2. Подбор сечения бисимметричной сплошной подкрановой балки. Компоновка сечения тормозной конструкции

Подбор сечения начинается с определения требуемого момента сопротивления крайних фибр

$$W_{xn} = \frac{M_F}{\gamma_c [R_y - (15 \div 20 \text{ МПа})]} (\text{см}^3), \quad (3.5)$$

где: M_F в Нм; R_y - расчётное сопротивление по пределу текучести стали поясов в МПа, принимается по табл. 51 [1] в предположении, что толщина поясного листа $t_f = 25 \div 30 \text{ мм}$; γ_c - коэффициент условий работы, принимаемый по табл. 6* [1].

Затем назначаются ориентировочные значения t_ω и h (рис. 3.3).

$$t_\omega = 6 + \frac{3h}{1000} (\text{мм}), \text{ где } h \approx \left(\frac{1}{10} \div \frac{1}{8} \right) B (\text{мм}). \quad (3.6)$$

Здесь B – пролёт подкрановой балки.

Из условия наименьшего расхода стали определяется оптимальная высота балки

$$h_{opt} = 1.4 \sqrt{W_{xn} / t_\omega}, \quad (3.7)$$

Ориентируясь на этот размер, назначают такую высоту стенки, которая бы соответствовала ширине листовой стали по ГОСТ 82-70 «Сталь широкополосная универсальная» или ГОСТ 19903-74* «Сталь горячекатаная толстолистовая». При использовании последней следует учитывать отходы на острожку кромок. Если $t_\omega \leq 25 \text{ мм}$, отходы составляют 10 мм.

Далее устанавливается минимальная толщина стенки из условия среза

$$t_\omega \geq 1.5 \frac{Q_F}{h_\omega R_s \gamma_c}, \quad (3.8)$$

где R_s - расчетное сопротивление сдвигу стали стенки, принимается по табл. 1* и табл. 51 [1] в предположении, что толщина стенки $t_\omega = 8 \div 14 \text{ мм}$. Кроме этого, толщина стенки должна удовлетворять условиям:

$$t_\omega \geq 8 \text{ мм} \text{ и } t_\omega \geq \frac{h_\omega}{5.5} \sqrt{\frac{R_y}{E}}. \quad (3.9)$$

Ориентировочная площадь сечения поясного листа балки

$$A_f \approx \frac{W_{xn} [h_w + (5 \div 6 \text{ см})] - \frac{t_w h_w^3}{6}}{[h_w + (2.5 \div 3 \text{ см})]^2} \quad (3.10)$$

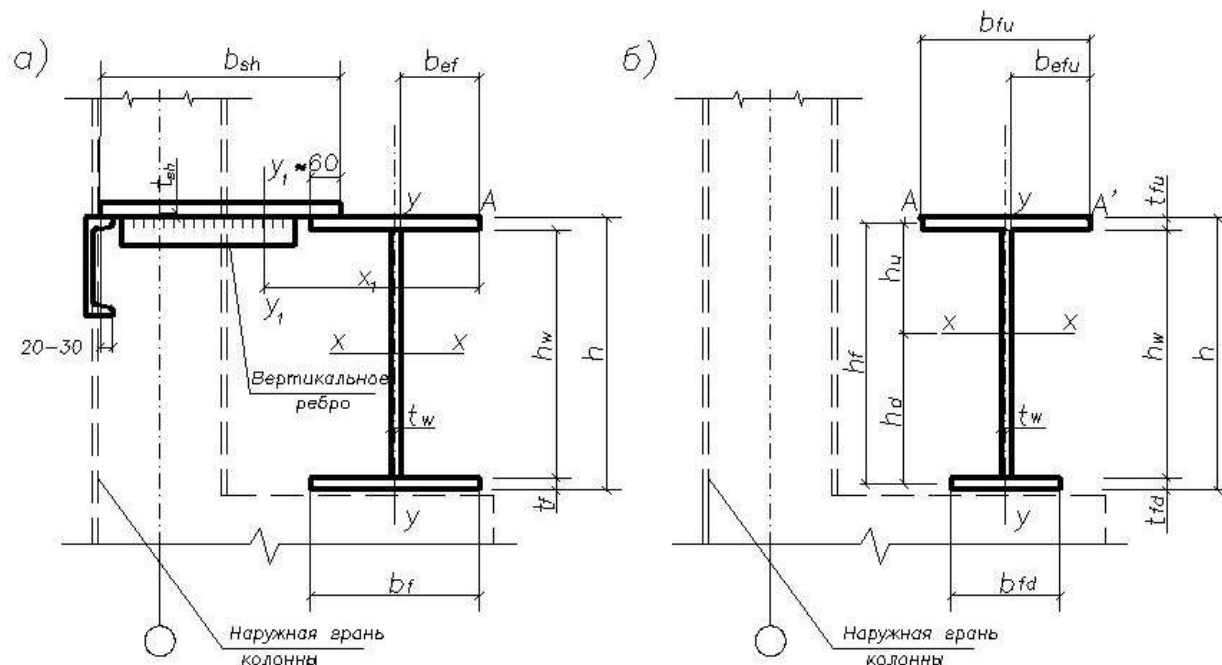


Рис. 3.3. Схема сечения подкрановой конструкции:
а) с бисимметричной балкой; б) с моносимметричной балкой

Принимаемые размеры полки должны удовлетворять условиям:

$$t_f \geq t_w; \quad t_f \leq 3t_w; \quad b_f = \left(\frac{1}{5} \div \frac{1}{3} \right) h; \quad \frac{b_{ef}}{t_f} \leq 0,5 \sqrt{\frac{E}{R_s}}; \quad (3.11)$$

$$b_f \leq 600 \text{ мм.}$$

Минимальная ширина полок определяется типом применяемого кранового рельса и способом его крепления к подкрановой балке. Так, при мостовых кранах грузоподъемностью до 80т и сплошной тормозной конструкции, при креплении рельса на планках (стр.184,185 [5]), $b_{f \text{ min}} = 400 \text{ мм}$. Параметры полок назначаются в соответствии с ГОСТ 82-70* «Сталь широкополосная универсальная».

В состав тормозной конструкции (балки) входят верхний пояс подкрановой балки, горизонтальный лист, поддерживающий швеллер (рис. 3.3).

Тормозные балки при ширине до 1.25÷1.5м (расстояние от оси подкрановой балки до грани поддерживающего швеллера) обычно проектируют со стенкой из рифлёного листа (ГОСТ 8568-57* «Сталь листовая рифлёная») толщиной $t_{sh} = 6 \div 8 \text{ мм}$ с рёбрами жёсткости из полосовой стали, расположенными через 1,5м по длине балки (ширина ребра не менее 65мм, толщина не менее 6мм). Ширина тормозной балки назначается из конструктивных соображений. Поддерживающий швеллер №16 при шаге колонн 6м и №30 при шаге колонн 12м обычно располагается наружной гранью стенки по наружной грани колонны (если не предусматриваются фахверковые стойки).

3.3. Подбор сечения моносимметричной сплошной подкрановой балки

Оптимальная высота моносимметричной балки (рис. 3.3.б)

$$h_{opt} = \sqrt{\frac{3}{1 + \eta} \frac{W_{xn}}{t_w}}. \quad (3.12)$$

Здесь t_w по (3.6), η - коэффициент асимметрии, характеризующий долю напряжений в верхнем поясе по отношению к напряжениям в нижнем поясе при действии только вертикальной нагрузки. Ориентировочные значения η при грузоподъёмности крана: до 10т - $\eta = (0,8 \div 0,75)$; от 12,5 до 20т - $\eta = (0,75 \div 0,7)$; 32т - $\eta = (0,65 \div 0,62)$; 50т - $\eta = 0,6$.

Оптимальная площадь всего поперечного сечения балки

$$A \approx \frac{1,04}{\eta} \sqrt[3]{\frac{(1 + \eta)^4 W_{xn}^2}{(80 \div 120)}}. \quad (3.13)$$

Оптимальное распределение этой площади по элементам сечения:

$$A_{fu} = \frac{A}{(1+\eta)^2}; A_{fd} = \frac{\eta^2 A}{(1+\eta)^2}; A_w = \frac{2\eta A}{(1+\eta)^2}, \quad (3.14)$$

где A_{fu} , A_{fd} , A_w - соответственно площади сечений верхнего, нижнего поясов и стенки.

При назначении h_{opt} и A_w выполнять условия (3.8, 3.9).

Размеры поясов должны удовлетворить условиям:

$$t_{fu,d} \geq t_w; t_{fu,d} \leq 3t_w; \frac{b_{ef,u}}{t_{fu}} \leq 0,5 \sqrt{\frac{E}{R_y}}; b_{fu} \geq 320mm; \quad (3.15)$$

$$b_{fd} \geq 200mm; b_{fu} = \left(\frac{1}{5} \div \frac{1}{3}\right)h; b_{fu,d} \leq 600mm$$

Принимаемые размеры поясов и стенки должны соответствовать стандартам на листовую сталь с учетом отходов на обработку кромок.

3.4. Проверка принятого сечения подкрановой конструкции

Проверка принятого сечения одинакова для обоих случаев компоновки подкрановых конструкций.

По назначенным размерам сечения подкрановой конструкции вычисляются фактические геометрические характеристики поперечного сечения подкрановой балки. Для бисимметричной – A (площадь поперечного сечения), S_x (статический момент полусечения относительно оси X-X), S_f (статический момент верхнего пояса относительно оси X-X), J_{xn} (момент инерции сечения нетто относительно оси X-X), W_{xn} (момент сопротивления крайних фибр сечения нетто относительно оси X-X). Для моносимметричной (предварительно определив положение центральной оси X-X) аналогично – A , S_x , S_f , J_{xn} , W_{xnu} (момент сопротивления крайних фибр верхнего пояса нетто), W_{xnd} (момент сопротивления крайних фибр нижнего пояса нетто), J_{yn} и W_{ynu} (соответственно момент инерции всего сечения нетто и момент сопротивления крайних фибр верхнего пояса нетто относительно центральной оси Y-Y). Вычисляется фактический момент инерции сечения

тормозной балки J_{y1n} относительно центральной оси Y_1-Y_1 , предварительно определяя положение этой оси.

Для упрощения последующих расчётов, несколько в запас прочности, общепринято условно считать, что на восприятие вертикальных крановых нагрузок работает только подкрановая балка, а на восприятие горизонтальных крановых нагрузок только тормозная конструкция. При этом, если специальная тормозная конструкция отсутствует, её роль выполняет верхний пояс подкрановой балки.

Расчет по первой группе предельных состояний.

1) Проверка уровня максимальных нормальных напряжений в верхнем поясе подкрановой балки:

при бисимметричной балке в крайних от колонны фибрах (точка А, рис. 3.3.а)

$$\sigma = \frac{M_F}{W_{xn}} + \frac{M_T}{J_{y1n}} x_1 \leq R_y \gamma_c ; \quad (3.16)$$

при моносимметричной балке (точки А или А', рис. 3.3.б)

$$\sigma = \frac{M_F}{W_{xnu}} + \frac{M_T}{W_{ynu}} \leq R_y \gamma_c. \quad (3.17)$$

Здесь R_y - расчетное сопротивление по пределу текучести материала пояса подкрановой балки, определяемое при фактической его толщине.

Уровень максимальных нормальных напряжений в нижнем поясе, очевидно, следует оценивать только для моносимметричной балки

$$\sigma = \frac{M_F}{W_{xnd}} \leq R_y \gamma_c. \quad (3.18)$$

2) Проверка уровня максимальных касательных напряжений у опор балки

$$\frac{Q_F S_x}{J_{xn} t_w} \leq R_s \gamma_c, \quad (3.19)$$

где R_s - расчетное сопротивление сдвигу материала стенки, определяемое при фактической её толщине.

3) Проверка уровня местных вертикальных нормальных напряжений в стенке под колесом крана

$$\sigma_{loc,y} = \frac{\gamma_{f1} F'}{t_w l_{ef}} \leq R_y \gamma_c, \quad (3.20)$$

где: γ_{f1} - дополнительный коэффициент надежности, учитывающий возможное перераспределение нагрузки между колёсами и повышенную динамичность в местах стыков рельсов, принимаемый по указаниям пункта 4.8. [2];

$F' = F_n \gamma_f \gamma_n$ - расчетная сила вертикального давления колеса без учета коэффициентов динамичности и сочетаний;

$l_{ef} = 3,25 \sqrt[3]{J_{1f} / t_w}$ - условная длина распределения местного давления, здесь J_{1f} - сумма моментов инерции сечений верхнего пояса балки и кранового рельса относительно собственных горизонтальных центральных осей.

4) Проверку уровня приведенных напряжений в стенке в уровне верхнего поясного шва следует производить в двух сечениях при соответствующих положениях кранов: в опорном с Q_{max} ; в пролётном с M_{max} . При кранах с группами режимов работы до 6К включительно:

- в пролётном сечении

$$\sigma_{red} = \sqrt{\sigma_x^2 - \sigma_x \sigma_y + \sigma_y^2 + 3\tau_{xy}^2} \leq 1.15 R_y \gamma_c; \quad (3.21)$$

$$\tau_{xy} \leq R_s \gamma_c,$$

где: σ_x - нормальные напряжения изгиба в стенке на уровне верхнего поясного шва, для бисимметричной балки

$$\sigma_x = \frac{M_F}{W_{xn}} \frac{h_w}{h}, \text{ для моносимметричной балки } \sigma_x = \frac{M_F}{W_{xnu}} \frac{h_w}{h};$$

$\sigma_y = \sigma_{loc,y}$ - нормальные напряжения, перпендикулярные оси

балки (3.20); $\tau_{xy} = \frac{Q_M}{t_w h_w}$ - среднее касательное напряжение в

стенке, Q_M - поперечная сила в сечении с максимальным изгибающим моментом M_{max} при соответствующем положении кранов; здесь R_y и R_s - расчетные сопротивления, определяемые при фактической толщине стенки;

- в опорном сечении аналогично (3.21) при $\sigma_x = 0$

$$\sigma_{red} = \sqrt{\sigma_y^2 + 3\tau_{xy}^2} \leq 1.15R_y\gamma_c; \quad (3.22)$$

$$\tau_{xy} \leq R_s\gamma_c,$$

здесь $\tau_{xy} = \frac{Q_F}{t_\omega h_\omega}$ - среднее касательное напряжение в стенке в опорном сечении.

При кранах с группами режимов работы 7К и 8К расчёт производится для тех же сечений по формулам:

- в пролётном сечении

$$\sigma_{red} = \sqrt{(\sigma_x + \sigma_{loc,x})^2 - (\sigma_x + \sigma_{loc,x})\sigma_{loc,y} + \sigma_{loc,y}^2 + 3(\tau_{xy} + \tau_{loc,xy})^2} \leq 1.15R_y,$$

$$\sigma_x + \sigma_{loc,x} \leq R_y,$$

$$\sigma_{loc,y} + \sigma_{f,y} \leq R_y, \quad (3.23)$$

$$\tau_{xy} + \tau_{loc,xy} + \tau_{f,xy} \leq R_s,$$

где: $\sigma_{loc,x} = 0.25\sigma_{loc,y}$ - напряжения от распорного воздействия сосредоточенной силы под колесом крана; $\tau_{loc,xy} = 0.3\sigma_{loc,y}$ - местные касательные напряжения

от вертикального давления колеса; $\sigma_{f,y} = \frac{2M_t t_w}{J_f}$ -

дополнительные напряжения от изгиба стенки из-за возможного эксцентричного положения рельса на верхнем поясе; $\tau_{f,xy} = 0.25\sigma_{f,y}$ - местные касательные напряжения

от изгиба стенки, здесь $M_t = F'e + 0.75T_t h_r$ - местный крутящий момент, e - условный эксцентриситет равный 15 мм, T_t по формуле (3.2), h_r - высота кранового рельса,

$J_f = J_t + \frac{b_f t_f^3}{3}$ - сумма собственных моментов инерции кручения рельса и пояса бисимметричной балки (для моносимметричной вместо b_f и t_f использовать b_{fu} и t_{fu});

- в опорном сечении аналогично (3.23) при $\sigma_x = 0$

$$\sigma_{red} = \sqrt{\sigma_{loc,x}^2 - \sigma_{loc,x}\sigma_{loc,y} + \sigma_{loc,y}^2 + 3(\tau_{xy} + \tau_{loc,xy})^2} \leq 1.15 R_y,$$

$$\sigma_{loc,y} + \sigma_{f,y} \leq R_y,$$

$$\tau_{xy} + \tau_{loc,xy} + \tau_{f,xy} \leq R_s.$$
(3.24)

5) Проверка обеспечения общей устойчивости бисимметричной подкрановой балки при наличии тормозной конструкции не производится (общая устойчивость обеспечена) если ширина тормозной конструкции (расстояние от внутреннего края верхнего пояса балки до наружной грани поддерживающего швеллера) $h_t \geq B/16$ (B - пролёт балки). Обеспечение общей устойчивости моносимметричной балки устанавливается по формуле

$$\frac{M_F}{\varphi_b W_{xnu}} + \frac{M_T}{W_{ynu}} \leq R_y \gamma_c,$$
(3.25)

где φ_b - коэффициент, показывающий соотношение между критическими напряжениями потери устойчивости плоской формы изгиба и R_y . Порядок его определения следующий. Вычисляется коэффициент ϕ , отражающий соотношение между моментом чистого кручения и бимоментом при потере устойчивости, начальные несовершенства, место приложения нагрузки -

$$\phi = D(B + \sqrt{B^2 + C}),$$
(3.26)

здесь коэффициенты D и C определяются по указаниям таблицы 79 [1], а коэффициент B - таблицы 80 [1]. При этом следует считать, что нагрузка приложена к верхнему, более развитому, поясу и она является “сосредоточенной в середине пролёта”, а l_{ef} - пролёт подкрановой балки. Далее вычисляются коэффициенты:

$$\varphi_1 = \phi \frac{J_{yn}}{J_{xn}} \frac{2h_f h_u}{l_{ef}^2} \frac{E}{R_y}; \quad \varphi_2 = \phi \frac{J_{yn}}{J_{xn}} \frac{2h_f h_d}{l_{ef}^2} \frac{E}{R_y},$$
(3.27)

где: размеры h_f, h_u, h_d - см. рис. 3.3.б, E - модуль Юнга (см. таблицу 63 [1]). Наконец, значение φ_b принимается по таблице 81 [1], но не более 1.

Иногда, общую устойчивость и моносимметричной балки не следует проверять, но для этого её параметры должны отвечать условиям:

$$1 \leq h_f / b_{fu} < 6; \quad 15 \leq b_{fu} / t_{fu} \leq 35;$$

$$\frac{l_{ef}}{b_{fu}} \leq \left[0,35 + 0,0032 \frac{b_{fu}}{t_{fu}} + (0,76 - 0,02 \frac{b_{fu}}{t_{fu}}) \frac{b_{fu}}{h_f} \right] \sqrt{\frac{E}{R_y}}. \quad (3.28)$$

Для балок с отношением $b_{fu} / t_{fu} < 15$ в формуле (3.28) принимать $b_{fu} / t_{fu} = 15$.

б) Проверка обеспечения местной устойчивости элементов сечения подкрановой балки производится так же, как для обычных балок. Отличие состоит в том, что при решении вопроса об устойчивости стенки необходимо рассматривать несколько положений кранов (грузов) на балке, наилучшим образом загружающих рассматриваемые отсеки.

Местная устойчивость верхнего сжатого пояса обеспечена и не требует специальной проверки, если при компоновке сечения выполнены рекомендации (3.11 или 3.15).

Перед решением вопроса об устойчивости стенки нужно убедиться в необходимости постановки поперечных основных рёбер жёсткости, а также, в необходимости проведения самой проверки устойчивости. Если условная гибкость стенки

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}} > 2,2, \quad \text{то её следует укреплять поперечными}$$

основными рёбрами жёсткости, а если $\bar{\lambda}_w > 2,5$, то необходима и проверка обеспечения местной устойчивости стенки. Максимальные расстояния между поперечными основными рёбрами $2h_w$ при $\bar{\lambda}_w > 3,2$ и $2,5h_w$ при $\bar{\lambda}_w \leq 3,2$. Ширина выступающей части парных симметричных рёбер

$$b_h \geq \frac{h_w}{30} + 40 \text{ мм (не менее 90мм) при толщине } t_s \geq 2b_h \sqrt{R_y / E}.$$

По требованию пункта 4.8. [2] при проверке местной устойчивости стенки подкрановой балки расчетной силой вертикального давления колеса крана на рельс является $F'' = F\gamma_{f1}$, где F по формуле (3.1), а γ_{f1} по указаниям пункта 4.8 [2].

Как правило, местная устойчивость стенки проверяется в отсеках: приопорном при положении кранов по рис. 3.4.а; пролётном, на который попадает сечение с M_{\max} при положении кранов для определения M_{\max} (рис. 3.4.б). В данных случаях, в приопорном отсеке нет местных напряжений, т.е. $\sigma_{loc} = 0$.

Устойчивость стенки в приопорном отсеке для бисимметричной балки устанавливается по формуле

$$\sqrt{(\sigma/\sigma_{cr})^2 + (\tau/\tau_{cr})^2} \leq \gamma_c, \quad (3.29)$$

где: $\sigma = Mh_w/(2J_{xn})$ - сжимающее нормальное напряжение на верхней границе стенки, среднее в пределах отсека; $\tau = Q/(t_w h_w)$ - усреднённое по высоте стенки касательное напряжение, среднее в пределах отсека;

$$\sigma_{cr} = c_{cr} R_y / \sqrt{\lambda_w^2} - \quad (3.30)$$

критическое нормальное напряжение потери устойчивости стенки в пределах отсека при отсутствии местных напряжений; c_{cr} - коэффициент, принимаемый по таблице 21 [1] в зависимости от параметра

$$\delta = \beta \frac{b_f}{h_w} \left(\frac{t_f}{t_w} \right)^2, \quad (3.31)$$

отражающего отношение моментов инерции сечений пояса и стенки при чистом кручении (β - коэффициент принимаемый по таблице 22 [1]);

$$\tau_{cr} = 10,3(1 + 0,76/\mu^2) R_s / \sqrt{\lambda_{ef}^2} - \quad (3.32)$$

критические касательные напряжения потери устойчивости стенки в пределах отсека; μ - отношение большей стороны

отсека к меньшей; $\lambda_{ef} = \frac{d}{t_w} \sqrt{R_y/E}$ - условная гибкость стенки в пределах отсека, меньшая сторона которого равна d .

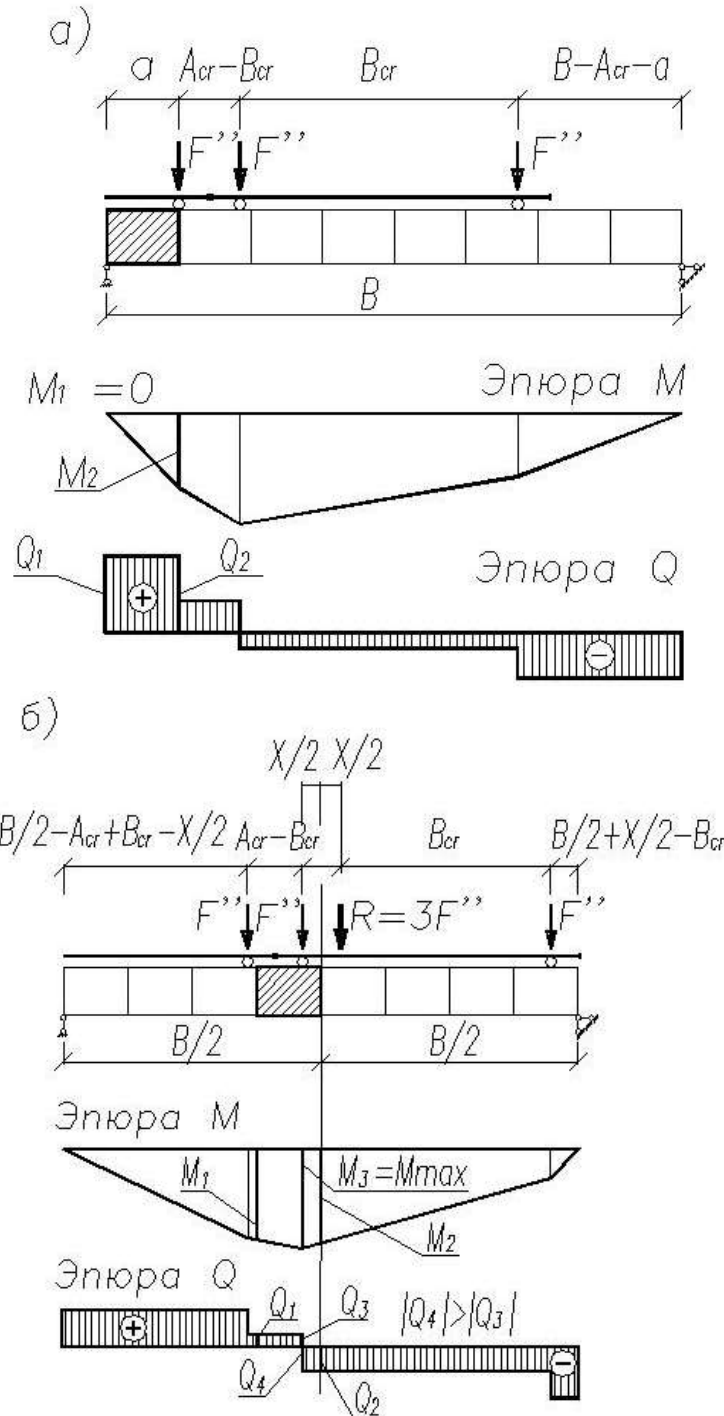


Рис. 3.4. Расположения кранов и эюры внутренних усилий для проверки местной устойчивости стенки в отсеках: а) - в приопорном; б) - в пролетном

В формуле (3.29) M и Q - средние значения внутренних усилий в пределах отсека. При этом: если длина отсека больше высоты стенки, то средние значения M и Q вычисляются для более напряжённого участка с длиной равной этой высоте; а если в пределах отсека какое-либо внутреннее усилие меняет знак, то его среднее значение определяется на участке отсека, где это внутреннее усилие имеет один знак. Так, для рассматриваемого приопорного отсека (рис. 3.4.а) $M = \frac{\alpha_1 M_2}{2}$, $Q = \alpha_1 Q_1 = \alpha_1 Q_2$ (α_1 - см. формулу (3.3)).

В пролётном отсеке (см. рис. 3.4.б) $\sigma_{loc} \neq 0$, устойчивость стенки здесь для бисимметричных балок устанавливается по формуле

$$\sqrt{(\sigma/\sigma_{cr} + \sigma_{loc}/\sigma_{loc,cr})^2 + (\tau/\tau_{cr})^2} \leq \gamma_c, \quad (3.33)$$

где: σ определяется при $M = \alpha_1(M_1 + M_2 + M_3)/3$; τ определяется при $Q = \alpha_1 Q_2 = \alpha_1 Q_4$ (здесь эпюра Q меняет знак); σ_{loc} по формуле (3.20); τ_{cr} по формуле (3.32) по действительным размерам отсека. Критические напряжения σ_{cr} и $\sigma_{loc,cr}$ зависят от того, как часто установлены поперечные основные рёбра жёсткости, от соотношения σ_{loc}/σ , и могут быть определены по алгоритму, представленному в таблице 3.1.

Для моносимметричной балки устойчивость стенки в приопорном и пролётном отсеках проверяется также по формулам (3.29) и (3.33) соответственно, но со следующими изменениями: в формулах (3.30) и (3.36) при определении условной гибкости стенки вместо h_w следует подставлять $2(h_{fu} - t_{fu}/2)$ (см. рис. 3.3.б); в таблице 25 [1] при определении c_2 для формулы (3.36) вместо h_{ef} следует использовать опять же $2(h_{fu} - t_{fu}/2)$; при сравнительно редком расположении рёбер, когда $a/h_w > 0,8$ следует выполнять оба расчёта независимо от отношения σ_{loc}/σ .

Таблица 3.1.

При частом расположении рёбер т.е. $a/h_w \leq 0,8$	При сравнительно редком расположении рёбер, когда $a/h_w > 0,8$	
σ_{cr} по формуле (3.30); $\sigma_{loc,cr} = c_1 R_y / \sqrt{\lambda_a^2},$ (3.34) здесь c_1 - коэффициент, принимаемый по таблице 23 [1], $\lambda_a = \frac{a}{t_w} \sqrt{R_y / E}$ (3.35) (a - расстояние между рёбрами).	и отношении σ_{loc} / σ больше значений, указанных в таблице 24 [1]: $\sigma_{cr} = c_2 R_y / \sqrt{\lambda_w^2},$ (3.36) здесь c_2 - коэффициент, принимаемый по таблице 25 [1]; $\sigma_{loc,cr}$ по формуле (3.34), в которой при $a/h_w > 2$ следует принимать $a = 2h_w$.	и отношении σ_{loc} / σ не более значений, указанных в таблице 24 [1]: σ_{cr} по формуле (3.30); $\sigma_{loc,cr}$ по формуле (3.34) с подстановкой $0,5a$ вместо a в формулу (3.35) и в таблицу 23 [1].

7) Проверку выносливости верхней зоны стенки сварной подкрановой балки производят при действии на неё нагрузок только от одного крана, располагаемого по правилу Винклера таким образом, чтобы в одном из сечений балки появлялся максимально возможный изгибающий момент. Пример реализации этого правила для данного случая, когда на балке умещаются оба колеса крана, представлен на рис. 3.5. Кроме этого, при расчётах на выносливость вертикальная сила давления колеса на рельс определяется с пониженным нормативным значением по формуле $F''' = F_n k \gamma_{f1} \gamma_n$, где; F_n и γ_n (см. формулу (3.1)); k - коэффициент понижения нормативного значения нагрузки, принимаемый по указаниям пункта 1.7.и [2]; γ_{f1} (см. формулу (3.20)).

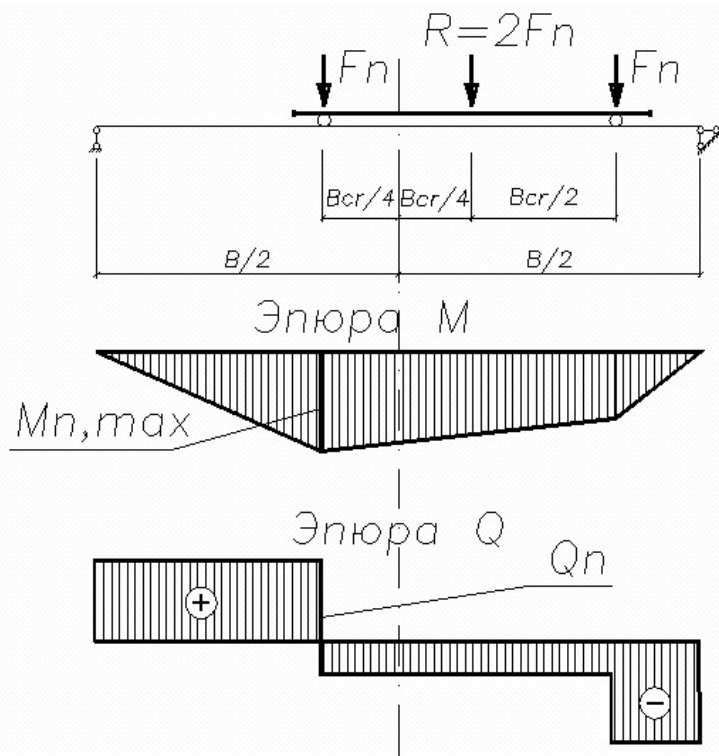


Рис. 3.5 Расположение крана и эпюры внутренних усилий для определения прогиба и расчета на выносливость.

Выносливость верхней зоны стенки подкрановой балки для кранов с группами режимов работы до 6К включительно проверяется по формуле

$$\sigma_{\max} \leq \alpha R_v \gamma_v, \quad (3.37)$$

где: σ_{\max} – максимальные сжимающие напряжения у верхней границы стенки при изгибе, $\sigma_{\max} = \frac{\alpha_1 M_{F''',\max}}{W_{xn}} \frac{h_w}{h}$ - для

бисимметричной балки, $\sigma_{\max} = \frac{\alpha_1 M_{F''',\max}}{W_{xnu}} \frac{h_w}{h}$ - для

моносимметричной (здесь $M_{F''',\max} = M_{n,\max} k \gamma_{f1} \gamma_n$ при использовании эпюры по рис. 3.5), α_1 см. формулу (3.3); α - коэффициент, учитывающий количество циклов нагружений и принимаемый по указаниям пункта 13.33* [1]; R_v - расчетное сопротивление усталости, определяемое по таблице 32 [1] в зависимости от временного сопротивления стали и группы

элемента конструкции (номер группы элементов отражает степень концентрации напряжений), устанавливаемой по таблице 83* [1] (см. строку 15); $\gamma_v = \frac{2}{1-\rho}$ - коэффициент, отражающий вид напряжённого состояния и асимметрию цикла, характеризующую коэффициентом асимметрии ρ (для разрезных подкрановых балок $\rho = 0,1$).

В подкрановой балке для кранов с группами режимов работы 7К и 8К выносливость верхней зоны стенки проверяется с учётом местного напряжённого состояния по формуле

$$0.5\sqrt{\sigma_x^2 + 0.36\tau_{xy}^2} + 0.4\sigma_{loc,y} + 0.5\sigma_{f,y} \leq R_v, \quad (3.38)$$

где: $\sigma_x = \sigma_{max}$ в формуле (3.37); $\tau_{xy} = \frac{\alpha_1 Q_{F''}}{t_w h_w}$ (здесь

$Q_{F''} = Q_n k \gamma_{f1} \gamma_n$ при использовании эпюры по рис. 3.5, α_1 см. формулу (3.3)); $\sigma_{loc,y}$ см. формулу (3.20), где в числителе

вместо F' подставлять $F_n \gamma_n k$; $\sigma_{f,y} = \frac{2(F''e + 0.75 * 0.1 F_n \gamma_{f1} \gamma_n k) t_w}{J_f}$,

здесь e и J_f см. пояснения к формуле (3.23); $R_v = 75$ МПа (765 кг/см²) - расчетное сопротивление усталости для всех марок стали.

Расчет по второй группе предельных состояний заключается в определении наибольшего прогиба подкрановой балки при действии на неё вертикальных крановых нагрузок от одного крана (см. рис. 3.5) по формуле

$$f \approx \frac{M_{n,max} B^2}{10 EJ_x} \leq \left[\frac{f}{L} \right] B, \quad (3.39)$$

где: $M_{n,max}$ - наибольший возможный изгибающий момент в балке от нормативной вертикальной крановой нагрузки; $J_x \approx J_{xn}$;

$\left[\frac{f}{L} \right]$ - предельный относительный прогиб, принимаемый по таблице 19 [2].

Расчет основных узлов (элементов) подкрановой балки - опорного узла и поясных швов производится так же, как для обычных балок - см.: - пункт 7.12 [1]; - стр. 226, 235-236, 238 [3]; - стр. 231-233 [4]; - стр. 180 [5]; - стр. 167-168 [6]; - стр. 197 [7].

Правила конструирования подкрановых балок см.: - пункт 13.25, 13.37 [1]; - стр. 483-488 [3]; - стр. 181-183 [5]; - стр. 387-388 [6]; - стр. 113-114, 128, 135-137 [10].

4. Общие замечания по статическому расчёту рамы

4.1. Расчётная схема рамы

За геометрические оси ступенчатых колонн в расчётной схеме рамы принимают линии, проходящие через центры тяжести сечений верхней и нижней частей колонны. Решётчатый ригель заменяется эквивалентным сплошным, ось которого совмещается с осью нижнего пояса ригеля (рис 4.1.а).

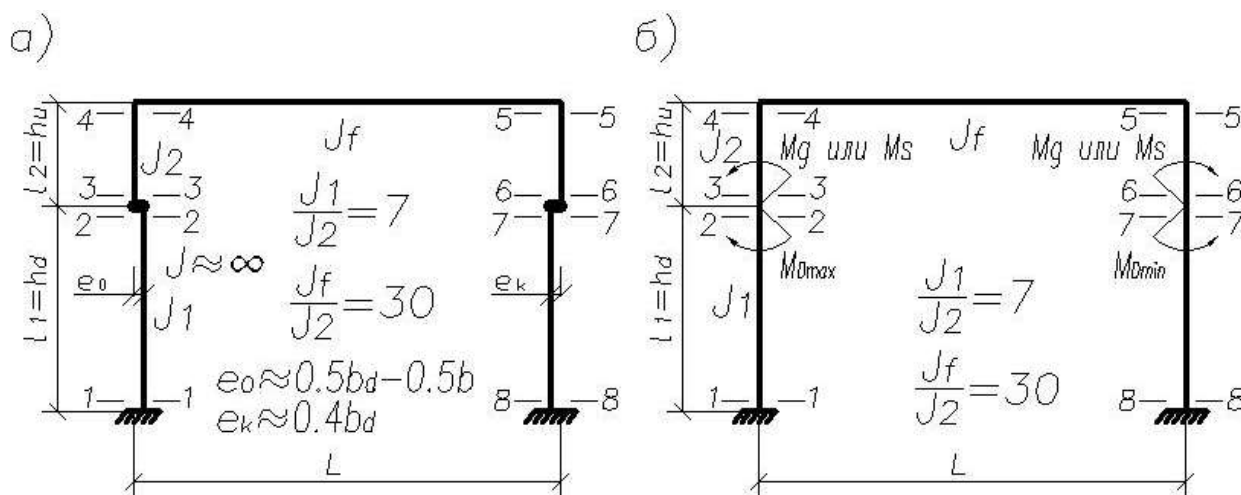


Рис. 4.1. Расчётная схема рамы:

а) наиболее полная расчётная схема;

б) упрощённая расчётная схема

Расчётная схема с нумерацией сечений, в которых необходимо определить величины внутренних усилий, более точно отражающая положение геометрических осей стержней составляющих раму, представлена на рис. 4.1.а. Без существенной погрешности в статическом расчёте можно пользоваться и упрощённой расчётной схемой, но при этом,

загружения рамы постоянной нагрузкой на ригель, снеговой нагрузкой на ригель и вертикальными крановыми нагрузками должны сопровождаться введением в местах удаленных уступов колонн сосредоточенных моментов $M_g = P_g e_0$, $M_s = P_s e_0$, $M_{D_{max}} = D_{max} e_k$ и $M_{D_{min}} = D_{min} e_k$ (см. рис. 4.1.б). Здесь P_g и P_s опорные давления ригеля при его загрузке соответственно постоянной и снеговой нагрузками, D_{max} и D_{min} - максимальное и минимальное расчетное давление подкрановых конструкций на рассматриваемую раму (см. пункт 4.2.3).

Рама является статически неопределимой системой, для расчета которой, как известно, необходимо знать хотя бы соотношения жёсткостей стержней её составляющих. Рекомендуются соотношения между изгибными жёсткостями приведены на рис. 4.1.а.

4.2. Нагрузки на раму

При расчете рамы следует установить расчетные постоянные нагрузки от массы ограждающих и несущих конструкций, расчетные временные технологические и атмосферные нагрузки в соответствии с [2].

4.2.1. Расчетные постоянные нагрузки

Нагрузка от массы всех ограждающих и несущих конструкций покрытия принимается равномерно распределенной по длине ригеля. Обычно, величина этих нагрузок определяется в табличной форме. В таблице 4.1 приведен примерный перечень конструктивных элементов, вес которых составляет эту нагрузку.

Расчетная постоянная погонная нагрузка на ригель рамы

$$g = g_o B \gamma_n . \quad (4.1)$$

Сосредоточенные силы F_i , учитывающие массу участков колонн, с целью упрощения расчета прикладывают к верху соответствующего участка. Примерный вес колонны производственного здания, отнесённый к одному кв. метру её грузовой площади, при мостовых кранах грузоподъёмностью до 50 т включительно - от 250 до 350 Н, при мостовых кранах грузоподъёмностью от 75 до 100 т включительно - от 450 до 650Н.

Таблица 4.1

Определение расчетной постоянной нагрузки на ригель рамы

Наименование нагрузки	Нормативная g_i^H Н/м ²	Коэффициент см. табл. 1 [2])	Расчетная g_i Н/м ²
1	2	3	4
Гравийная защита	400	γ_{fi}	$g_i = g_i^H \gamma_{fi}$
Гидроизоляционный ковер из 3-х слоев руберойда и одного слоя пергамина	160	-“-	-“-
Асфальтовая стяжка $t = 20$ мм $\gamma = 1800$ кг.см ³	360	-“-	-“-
Утеплитель толщиной t и плотностью γ	$t \cdot \gamma$	-“-	-“-
Пароизоляция из одного слоя руберойда	40	-“-	-“-
Сборные ж/б плиты из тяжелого бетона (с заливкой швов) размером:			
3x6 м	1600	-“-	-“-
3x12 м (тип 1)	1800	-“-	-“-
3x12 м (тип 2)	2100	-“-	-“-
1.5x6 м	1800	-“-	-“-
1.5x12 м	3100	-“-	-“-
Стальной профилированный настил	100-150	-“-	-“-
Собственный вес стальных конструкций:			
Стропильная ферма	60-200	-“-	-“-
Прогоны	60-180	-“-	-“-
Связи	40-100	-“-	-“-
ИТОГО:	$\sum g_i^H$		$g_o = \sum_i g_i$

При определении примерного веса участков ступенчатых колонн следует иметь в виду, что масса верхнего участка колонны составляет 15-25% от веса всей колонны. В курсовом проекте допускается вес колонны не учитывать.

4.2.2. Расчетная снеговая нагрузка

При расчете рамы нагрузка от веса снега принимается равномерно распределенной по длине ригеля. Нормативное значение снеговой нагрузки на 1 м^2 горизонтальной проекции покрытия определяют по формуле:

$$S^H = S_o \mu , \quad (4.2)$$

где: s_o - нормативное значение веса снегового покрова на 1 м^2 горизонтальной поверхности земли, принимаемое по таблице 4 [2] в зависимости от района строительства; μ - коэффициент перевода веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие, принимаемый по указаниям пункта 5.3. и приложения 3 [2].

Расчетную погонную снеговую нагрузку на ригель рамы определяют по формуле

$$S = \gamma_f S^H B \gamma_n , \quad (4.3)$$

где γ_f - коэффициент надежности по нагрузке для снеговой нагрузки принимаемый по указаниям пункта 5.7 [2] в зависимости от отношения нормативной постоянной нагрузки от собственного веса покрытия $\sum g_i^H$ к нормативному весу снегового покрова S_o .

4.2.3. Нагрузка от мостовых кранов

Вертикальное давление подкрановых конструкций на рассматриваемую раму определяют от двух сближенных кранов при их невыгодном для колонны положении (рис. 4.2). Считается, что грузовые тележки с грузом на обоих кранах максимально приближены к одной стороне рамы.

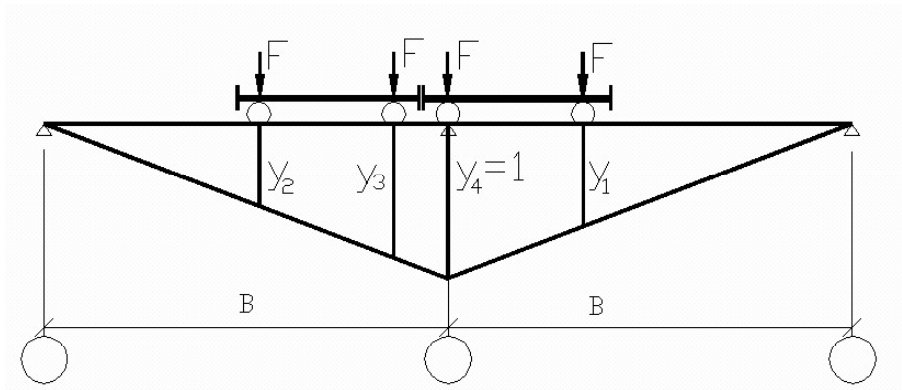


Рис. 4.2. Положение кранов и линия влияния опорной реакции средней колонны (рамы).

Наибольшее расчетное вертикальное давление на колонну рамы, ближайшую к грузовым тележкам, определяется по формуле

$$D_{\max} = F \sum_i y_i + G_{\text{п.к.}}, \quad (4.4)$$

где F - см. формулу (3.1).

Наименьшее расчетное вертикальное давление на противоположную колонну рамы

$$D_{\min} = \psi k_{d1} \gamma_f \gamma_n F_{n \min} \sum_i y_i + G_{\text{п.к.}} \quad (4.5)$$

Здесь $\psi; \gamma_f; \gamma_n; k_{d1}$ - см. формулу (3.1); $\sum_i y_i$ - сумма ординат линии влияния опорной реакции средней колонны (рис 4.2); $G_{\text{п.к.}}$ - вес подкрановых конструкций (определяется по ранее установленным размерам поперечного сечения подкрановых конструкций).

Вертикальная нормативная сила минимального давления крана на рельс

$$F_{n \min} = \frac{Q + G}{n_o} - F_n, \quad (4.6)$$

где: G - полный вес крана с тележкой, принимаемый по ГОСТам, стандартам на мостовые краны или приложению 1; n_o - число колес на одной стороне крана ($n_o=2$); F_n - см. формулу (3.1).

Расчетное горизонтальное давление на колонну рамы T_k от торможения тележек кранов с грузом определяется как

произведение горизонтальной крановой нагрузки (см. формулу (3.1)) на сумму ординат линии влияния $\sum_i y_i$ (см. рис. 4.2)

4.2.4. Ветровая нагрузка

Расчетные значения статической составляющей ветровой погонной нагрузки с наветренной и подветренной сторон на колонны рамы (см. рис. 4.3) определяют по формулам

$$\begin{aligned} w &= \gamma_n \gamma_f w_0 k c B \\ w' &= \gamma_n \gamma_f w_0 k c' B \end{aligned} \quad (4.7)$$

где: γ_f - коэффициент надежности по нагрузке для ветровой нагрузки см. пункт 6.11. [2]; w_0 - нормативное значение ветрового давления, принимаемое по данным таблицы 5 [2] в зависимости от района строительства; k - коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления по высоте, принимаемый по указаниям пункта 6.5. [2]; c и c' - аэродинамические коэффициенты для наветренной и подветренной сторон соответственно, принимаемые по указаниям пункта 6.6. и приложения 4 [2] (см. номер схемы 1).

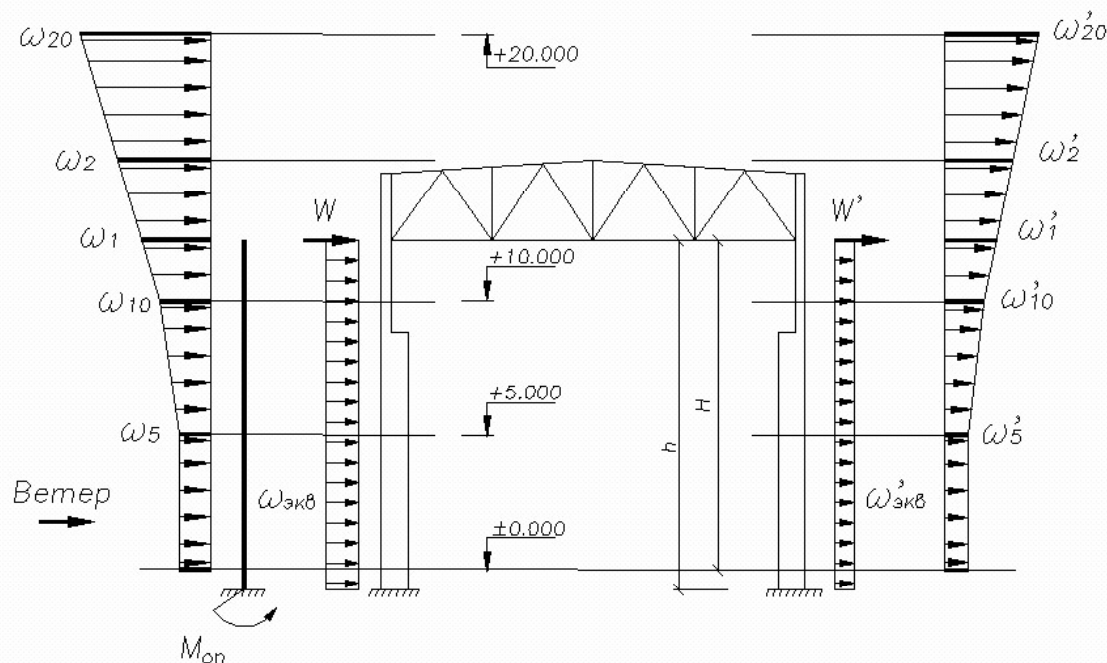


Рис. 4.3. Схема действия ветровой нагрузки

Распределенные нагрузки, определяемые по формуле (4.7), имеют ломаное очертание (см. рис. 4.3), что затрудняет статический расчёт. Для его упрощения допускается расчет рамы выполнять на действие эквивалентных, равномерно распределенных по длине колонны, нагрузок $w_{экр}$ и $w'_{экр}$, величины которых определяются следующим образом: вычисляется изгибающий момент в заделке отдельно стоящей заземленной стойки высотой h со свободным верхним концом, загруженной фактической ветровой нагрузкой w с наветренной стороны; устанавливается значение $w'_{экр}$ с наветренной стороны из условия равенства моментов в заделке от фактической и эквивалентной равномерно распределённой нагрузок по формуле

$$w_{экр} = \frac{2 M_{он}}{h^2}, \quad (4.8)$$

(см. рис. 4.3); определяется значение эквивалентной нагрузки с подветренной стороны $w'_{экр} = w_{экр} c'/c$.

Ветровая нагрузка, действующая на участке h_f (см. рис. 4.3) от низа ригеля до наиболее высокой точки цеха, заменяется сосредоточенными силами, приложенными в уровне низа ригеля

$$W = \frac{w_1 + w_2}{2} h_f, \quad (4.9)$$

$$W' = W c'/c$$

где w_1 и w_2 - величины ветровой погонной нагрузки с наветренной стороны на уровне низа ригеля и на уровне наиболее высокой точки цеха, определяемые по (4.7).

4.3. Статический расчет рамы. Определение расчётных внутренних усилий

В современной инженерной практике статический расчет рамы выполняется с использованием ЭЦВМ [8], [9] отдельно на каждый вид загрузки. Результаты статического расчета рамы оформляются в виде сводной таблицы внутренних усилий (примерная форма см. таблицу 4.2), найденных в характерных

сечениях одной колонны (обычно левой) (см. рис. 4.1). В этой же таблице, во второй её части, производится определение расчётных внутренних усилий в этих сечениях колонны. Расчётными внутренними усилиями считаются такие, которые, возникая при некоторой комбинации нагрузок, приводят к самому необходимо мощному сечению колонны (или анкерных болтов) при его компоновке. Соответственно, комбинация (сочетание) нагрузок, приводящая к возникновению расчётных внутренних усилий в рассматриваемом сечении, является расчётной для него.

Обычно рассматриваются два типа основных сочетаний нагрузок:

- основное сочетание, в котором учитываются нагрузка всеми постоянными нагрузками и одно, наиболее неблагоприятное, кратковременное нагружение, внутренние усилия от которого принимаются с коэффициентом сочетания $\psi = 1$;

- основное сочетание, в котором учитываются нагрузка всеми постоянными нагрузками и не менее двух наиболее неблагоприятных, кратковременных нагружений, внутренние усилия от последних принимаются с коэффициентом сочетания $\psi = 0.9$.

Для выявления расчётного сочетания нагрузок в рассматриваемом сечении, следует вначале скомпоновать ограниченный круг вариантов сочетаний, куда непременно попадёт расчётное.

Эти несколько вариантов компонуются следующим образом.

1). Отбирается наиболее неблагоприятное кратковременное нагружение (нагружения) по одному из нижеперечисленных критериев:

- наибольший возможный положительный момент $+ M_{\max}$ и соответствующие ему значения N и Q ;
- наибольший по абсолютной величине возможный отрицательный момент $- M_{\max}$ и соответствующие ему значения N и Q ;
- наибольшая возможная сжимающая сила $- N_{\max}$ и соответствующие ей значения $+ M$ и Q ;

- наибольшая возможная сжимающая сила $-N_{\max}$ и соответствующие ей значения - M и Q .

2). Затем, внутренние усилия, вызываемые отобранным кратковременным нагружением (загружениями), складываются с соответствующими внутренними усилиями, вызываемыми нагружением всеми постоянными нагрузками.

При выборе кратковременных нагружений, входящих в искомую комбинацию, следует учитывать следующее:

1) комбинация нагружений должна быть реальной (ветер не может действовать одновременно и справа, и слева; D_{\max} не может действовать одновременно и на правую, и на левую стойки и т.д.);

2) вертикальное крановое давление и поперечное торможение считается одним кратковременным нагружением;

3) поперечное торможение не может действовать отдельно от вертикального кранового давления и, напротив, вертикальное крановое давление может действовать отдельно от поперечного торможения.

Наиболее неблагоприятное сочетание нагружений для расчёта участков колонны выявляется сравнением внутренних усилий, вызываемых тем или иным сочетанием.

Для расчета анкерных болтов, работающих на растяжение, расчетным сочетанием будет такое, при котором возникающий момент в опорном сечении будет иметь возможно большее по абсолютной величине значение, а нормальная сила - наименьшее.

Учитывая возможную изменчивость нагрузок от собственного веса в меньшую сторону от нормативных, при расчете анкерных болтов все постоянные нагрузки должны приниматься с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_f = 0.9$.

Для выполнения этого условия в курсовом проекте внутренние усилия в опорном сечении колонны от нагружения рамы постоянными нагрузками должны быть умножены на

понижающий коэффициент $k = \frac{0,9 \cdot \sum g_i^H}{g_0} \approx 0.82$ ($\sum g_i^H$ и g_0 см. табл. 4.1).

Таблица 4.2

Таблица расчетных усилий

Загружения Сочетания загружений	Сечение 1-1			Сечение 2-2		Сечение 3-3		Сечение 4-4		
	М	N	Q	М	N	М	N	М	N	Q
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1. Собственный вес										
2. Снег										
3. Вертикальное крановое давление D_{max} слева										
4. То же D_{max} справа										
5. Поперечное торможение T_k у левой колонны вправо										
6. То же, у левой колонны влево										
7. То же, у правой колонны вправо										
8. То же, у правой колонны влево										
9. Ветер слева										
10. Ветер справа										
Первое основное сочетание										
Комбинация загружений	№ загр.			№ загр.		№ загр.		№ загр.		
+Mmax (N, Q-соотв.)	ΣM	ΣN	ΣQ	ΣM	ΣN	ΣM	ΣN	ΣM	ΣN	ΣQ
Комбинация загружений										
-Mmax (N, Q-соотв.)										
Комбинация загружений										
-Nmax (+M, Q-соотв.)										
Комбинация загружений										
-Nmax (-M, Q-соотв.)										
Второе основное сочетание										
Комбинация загружений										
+Mmax (N, Q-соотв.)										
Комбинация загружений										
-Mmax (N, Q-соотв.)										
Комбинация загружений										
-Nmax (+M, Q-соотв.)										
Комбинация загружений										
-Nmax (-M, Q-соотв.)										
Сочетание для расчета анкерных болтов.										
Комбинация загружений										
Mmax и Nmin										

ЛИТЕРАТУРА

1. СНиП II-23-81*. Стальные конструкции /Госстрой СССР. - М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1990. - 96 с.
2. СНиП 2.01.07-85*. Нагрузки и воздействия / Госстрой России. - М: ГП ЦПП, 2001, 44 с.
3. Металлические конструкции: Общий курс: Учебник для ВУЗов /Г.С. Ведеников, Е.И. Беленя, В.С. Игнатьева и др.; Под ред. Г.С. Веденикова. - 7-е издание, переработанное и дополненное - М.: Стройиздат, 1998. - 760 с.: илл.
4. Металлические конструкции. В 3-х томах. Т.1. Элементы стальных конструкций: Учебное пособие для строительных ВУЗов /В.В. Горев, Б.Ю. Уваров, В.В. Филиппов и др.; Под редакцией В.В. Горева. - М.: Высш.шк., 1997. - 527 с.: илл.
5. Металлические конструкции. В 3-х томах. Т.2. Конструкции зданий: Учебное пособие для строительных ВУЗов /В.В. Горев, Б.Ю. Уваров, В.В. Филиппов и др.; Под редакцией В.В. Горева. - М.: Высш.шк., 1999. - 528 с.: илл.
6. Металлические конструкции. Общий курс: Учебник для ВУЗов /Е.И. Беленя, В.А. Балдин, Г.С. Ведеников и др.; Под общ. ред. Е.И. Беленя - 6-е издание, переработанное и дополненное - М.: Стройиздат, 1986. - 560 с.: илл.
7. Михайлов А.М. Сварные конструкции: Учебное пособие для техникумов. - М.: Стройиздат, 1983. - 367 с.: илл.
8. Составление исходной информации к пакету прикладных программ ЛИРА (ЕС ОС ЭВМ): Метод. указания для спец. 2903 / Каз.инж.-стр.ин-т; Сост.: Г.Н. Шмелев, И.Р. Харитонов. Казань, 1993, 43 с.
9. Статический расчет строительных конструкций поперечных рам промышленных зданий, ферм, трехшарнирных арок с применением микро-ЭВМ «Электроника ДЗ-28»: Метод. указания / Каз.инж.-стр.ин-т; Сост.: М.А. Дымолазов. Казань, 1986, 34 стр.
10. Металлические конструкции. В 3-х томах. Т.2. Стальные конструкции зданий и сооружений. (Справочник проектировщика) /Под общей редакцией В.В. Кузнецова (ЦНИИпроектстальконструкция им. Н.П. Мельникова) - М.: изд-во АСВ, 1998. - 512 стр.: илл
11. Металлические конструкции: учебник для студ. высш. учеб. заведений /Ю.И. Кудишин, Е.И. Беленя, В.С. Игнатьева и др./; под ред. Ю.И. Кудишина. - 9-е изд., стер. - М.: Издательский центр «Академия», 2007. - 688с.

Приложение 1

Мостовые опорные краны типа Н (выписка из ГОСТ 25711-83, ГОСТ 6711-81)

Грузоподъёмность крана Q (т)	Пролёт цеха L (м)	Высота крана h _с (мм)	Свес крана В ₁ (мм)	База крана В _{ср} (мм)	Габарит крана А _{ср} (мм)	Максимальная нагрузка на колесо F _н (кН)	Масса тележки m (т)	Вес крана с тележкой (кН)	Тип рельса
32/5	24	2750	5100	6300	260	8,7	428	КР70	
	30		5100	6300	280		487		
	36		5600	6800	320		554		
50/12,5	24	3150	5250	6500	380	13,5	539	КР70	
	30				413		607		КР80
	36				453		716		

Рельсы крановые (выписка из ГОСТ 4121-76*)

Тип рельса	Высота рельса h _г мм	Момент инерции J _{хг} см ⁴	Момент инерции при свободном кручении J _г см ⁴	Масса
КР70	120	1081,99	327,16	52,83
КР80	130	1547,4	482,39	63,69

Сталь широкополосная универсальная (выписка из ГОСТ 82-70*)

Толщина, мм	(4), 6, (7), 8, (9), 10, (11), 12, 14, 16, 18, 20, 22, 25, 28, 30, 32, 36, 40, 45, 50, 55, 60
Ширина, мм	200, (210), 220, 240, 250, (260), 280, 300, (320), (340), 360, 380, 400, 420, 450, 480, 500, (530), 560, 600, 630, 650, 670, 700, 750, 800, 850, 900, 950, 1000, 1050

Примечание: В скобках указаны рекомендуемые размеры листов.

Сталь горячекатаная толстолистовая (выписка из ГОСТ 19903-74*)

Толщина, мм	4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 12, 14, 16, 18, 20, 22, 24, 25, 26, 28, 30, 32, 34, 36, 38, 40
Ширина, мм	700, 710, 750, 800, 850, 900, 950, 1000, 1100, 1250, 1400, 1420, 1500, 1600, 1700, 1800

Сталь листовая рифленая (ромбическая) (выписка из ГОСТ 8568-77*)

Ширина 600, 710, 900, 1000, 1100, 1250 и 1400 мм

Толщина основания листа	Высота рифа	Ширина листа		Масса
		min	max	
мм	мм	мм	мм	кг/м ²
5	1,5	1000	1400	42,3
6	1,5			50,1
8	2			66,8

Горячекатаные швеллера (с уклоном внутренних граней полок)
(выписка из ГОСТ 8240-89)

Номер швеллера	Размер, мм			А, см ²	Масса 1 кг/м	I _x ⁴ см ⁴	W _x ³ см ³	i _x см	S _x ³ см ³	I _y ⁴ см ⁴	W _y ³ см ³	I _y ⁴ см ⁴	Z ₀ см	
	h	b	t _н											
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
16	160	64	5	8,4	18,1	14,2	747	93,4	6,42	54,1	63,3	13,8	1,87	1,8
18	180	70	5,1	8,7	20,7	16,3	1090	121	7,24	69,8	86	17	2,04	1,94
30	300	100	6,5	11	40,5	31,8	5810	387	12	224	327	43,6	2,84	2,52
33	330	105	7	11,7	46,5	36,5	7980	484	13,1	281	410	51,8	2,97	2,59

Примечание: Ось Х-Х - ось симметрии сечения.

СОДЕРЖАНИЕ

стр.

1. Общие замечания по выполнению курсового проекта	3
2. Компоновка конструктивной схемы каркаса	3
2.1. Поперечная система каркаса	3
2.2. Продольная система каркаса	8
3. Расчет и конструирование подкрановых конструкций	11
3.1. Определение действующих нагрузок. Расчетные внутренние усилия.	11
3.2. Подбор сечения бисимметричной сплошной подкрановой балки. Компоновка сечения тормозной конструкции.	13
3.3. Подбор сечения моносимметричной сплошной подкрановой балки	16
3.4. Проверка принятого сечения подкрановой конструкции	17
4. Общие замечания по статическому расчету рамы.	29
4.1. Расчетная схема рамы	29
4.2. Нагрузки на раму	30
4.2.1. Расчетные и постоянные нагрузки	30
4.2.2. Расчетная снеговая нагрузка	32
4.2.3. Нагрузка от мостовых кранов	32
4.2.4. Ветровая нагрузка	34
4.3. Статический расчет рамы. Определение расчетных внутренних усилий	35
Литература	39
Приложение 1	40
Приложение 2	41

Методические указания

для курсового и дипломного проектирования по металлическим конструкциям для специальности 270102 «Промышленное и гражданское строительство» и направления 270100 «Строительство» (бакалавры) ”Стальной каркас одноэтажного производственного здания” (часть I).

Составители: М.А.Дымолазов, О.И.Ефимов, Л.А.Исаева.

Редактор: В.В.Попова

Корректор: М.А. Рожавина

Рецензент: ктн, доцент Ахметзянов Ф.Х.

Редакционно-издательский отдел КГАСУ

Подписано в печать

Заказ

Бумага тип №1

Тираж 300

Печать

ризографическая

Формат 60x84/16

Уч. изд. л.2,75

Усл. печ. л. 2,75

Печатно-множительный отдел КГАСУ

420043, Казань, Зеленая 1.