

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ  
БЕЛОРУССКИЙ НАЦИОНАЛЬНЫЙ ТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ

---

КАФЕДРА «ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ И КАМЕННЫЕ КОНСТРУКЦИИ»

РАСЧЕТ КАРКАСА  
ОДНОЭТАЖНОГО ПРОИЗВОДСТВЕННОГО ЗДАНИЯ  
ПО ТКП EN 1992-1-1-2009\*

Учебно-методическое пособие  
по выполнению курсового проекта № 2 по дисциплине  
«Железобетонные и каменные конструкции»  
для студентов специальности  
1-70 02 01 — «Промышленное и гражданское строительство»

Учебное электронное издание

Минск 2017

УДК 624.012.35  
ББК 38.51я7

**Авторы:**

Н. А. Рак, С. Б. Щербак,

**Рецензент:**

*А. И. Згировский, зав. кафедрой «Металлические и деревянные конструкции»  
БНТУ, канд. техн. наук*

Учебно-методическое пособие содержит сведения по конструктивным схемам одноэтажных производственных зданий, компоновке поперечной рамы каркаса, а также содержит общие положения по статическому расчету.

В пособии рассматривается пример статического расчета каркаса одноэтажного производственного здания с указаниями по определению нагрузок, учету геометрических несовершенств и выполнению статического расчета. Пример расчета выполнен в соответствии с требованиями норм проектирования ТКП EN 1992-1-1-2009\*.

Даны библиографические ссылки на учебную и нормативную литературу.

Учебно-методическое пособие разработано в соответствии с учебной программой дисциплины «Железобетонные и каменные конструкции» для выполнения курсового проекта № 2.

Учебно-методическое пособие предназначено для студентов специальности 1-70 02 01 — «Промышленное и гражданское строительство», а так же может быть использовано при курсовом проектировании студентами других специальностей строительного профиля.

Белорусский национальный технический университет  
пр-т Независимости, 65, г. Минск, Республика Беларусь

Тел: (+375 17) 265-96-97 Факс: (+375 17) 265-96-97

Email: [RCS@bntu.by](mailto:RCS@bntu.by)

<http://www.bntu.by/rcs.html>

Регистрационный №

УДК 624.012.35  
ББК 38.51я7

ISBN 978-985-550-254-9

© БНТУ, 2017

© Н. А. Рак, С. Б. Щербак, 2017

## СОДЕРЖАНИЕ

С.

1	КОНСТРУКТИВНЫЕ СХЕМЫ ОДНОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ.....	4
2	КОМПОНОВКА ПОПЕРЕЧНОЙ РАМЫ.....	13
3	ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ ПО СТАТИЧЕСКОМУ РАСЧЕТУ КАРКАСА ЗДАНИЯ.....	16
4	ПРИМЕР РАСЧЕТА КАРКАСА ОДНОЭТАЖНОГО ПРОИЗВОДСТВЕННОГО ЗДАНИЯ .....	23
4.1	Определение генеральных размеров поперечной рамы.....	23
4.2	Определение нагрузок на поперечную раму.....	26
4.2.1	Постоянные нагрузки от веса покрытия, собственной массы конструкций и стенового ограждения .....	26
4.2.2	Нагрузки от крановых воздействий .....	29
4.2.3	Нагрузки от веса снегового покрова.....	34
4.2.4	Нагрузки от давления ветра.....	35
4.2.5	Учет геометрических несовершенств .....	40
4.3	Статический расчет рамы на отдельные нагружения .....	41
	ЛИТЕРАТУРА.....	45
	ПРИЛОЖЕНИЕ .....	46

## 1 КОНСТРУКТИВНЫЕ СХЕМЫ ОДНОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ

Каркас одноэтажного производственного здания представляет собой пространственную систему, состоящую из заземленных в фундаменты колонн, объединенных (в пределах температурного блока) стропильными и подстропильными конструкциями, плитами, связями и т.д. или покрытием в виде оболочек. Эта пространственная система условно расчленяется на поперечные и продольные плоские рамы. Поперечные рамы образуются из колонн и стропильных конструкций или диафрагм оболочек, продольные — из колонн, плит покрытия или прогонов, подстропильных конструкций, связей (решетчатых и в виде распорок) и подкрановых балок, а также диафрагм или бортовых элементов оболочек.

На основе анализа требований к предприятиям различных отраслей промышленности (межотраслевая унификация) или к многоэтажным гражданским и промышленным зданиям (межвидовая унификация) разработаны стандарты на габаритные схемы и параметры одноэтажных (ГОСТ 23887-79 и ГОСТ 23838-79) и многоэтажных (ГОСТ 24336-80 и ГОСТ 24337-80) зданий промышленных предприятий. К основным строительным параметрам зданий, подлежащим унификации, относятся: пролет, шаг опор (сетка колонн) и высотные габариты; вид и грузоподъемность подъемно-транспортного оборудования; привязка элементов конструкций к координационным (разбивочным) осям; размеры вставок в местах температурных швов и примыканий у взаимно перпендикулярных пролетов и перепадов высот; уклоны кровель из различных материалов; производственные нагрузки и воздействия.

Унификация параметров и конструкций зданий проводится на основе прямоугольной системы модульных координат, обеспечивающей соизмеримость элементов и деталей зданий, кратность их модулю определенной величины, что создает необходимые условия для строительства зданий из заранее изготовленных элементов при их различных сочетаниях. В настоящее время более 95% общей площади промышленных зданий проектируют с применением унифицированных размеров пролета и шага основных несущих конструкций, более 85% общей площади — с унифицированным размером высот. В качестве основного модуля принят модуль М, равный 100 мм. Для координации и согласования размеров и взаимного расположения объемно-планировочных и конструктивных элементов строительных изделий, сантехнического и другого оборудования зданий с размером самого здания применяется оптимальный ряд производственных укрупненных модулей.

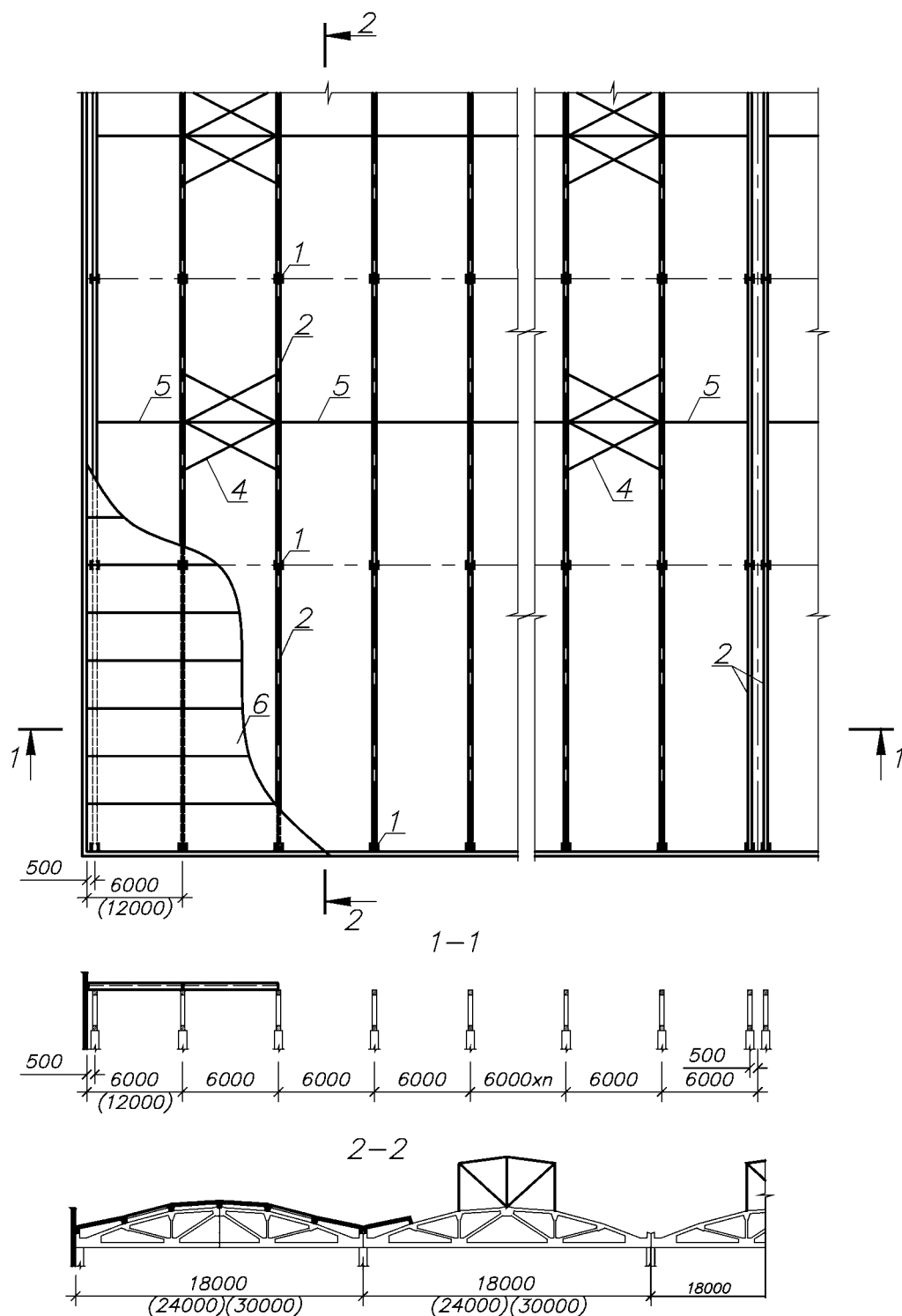
Градация параметров планировочных и конструктивных элементов устанавливается равной одному из укрупненных модулей. Например, пролеты и шаги колонн одноэтажных зданий и соответствующие им номинальные размеры конструкций покрытия рекомендуется принимать кратными 60М (при пролетах более 12000 мм) или 30М (при пролетах 6000 – 12000 мм). Для размера высот приняты модули, 6М (600 мм) и 12М (1200 мм) в зависимости от типа зданий и их высоты.

В соответствии с унифицированными параметрами разрабатываются стандарты, каталоги и рабочие чертежи типовых конструкций и деталей, предназначенные для заводского изготовления. При этом обеспечивается широкая взаимозаменяемость конструкций. Правилами расположения координационных (разбивочных) осей зданий и привязок к ним основных несущих и ограждающих конструкций определяется положение сборных элементов в плане и по высоте здания. Размеры привязок должны обеспечивать оптимальные взаимосочетания сборных элементов и назначаться так, чтобы исключить или свести к минимуму применение доборных элементов или дополнительных работ на месте по закрытию промежутков между типовыми элементами заводского изготовления.

Общие конструктивные схемы зданий из типовых конструкций имеют разновидности, определяемые различными сочетаниями шагов колонн и стропильных конструкций, а также видом последних. Объемно-планировочные и связанные с ними конструктивные особенности различных схем подробно изложены в справочной и учебной литературе [12, 13]. Наиболее простой из них является схема, в которой для колонн крайних и средних рядов, а также для стропильных конструкций принимается шаг 6 или 12 м (Рисунок 1.1). В зданиях с малоуклонной кровлей в крайних ячейках каждого температурного блока устанавливаются вертикальные стальные связи между крайними (опорными) стойками ферм, а в остальных ячейках – стальные распорки для развязки колонн поверху. В зданиях со скатной кровлей такие связи и распорки не предусматриваются.

Покрытие одноэтажного здания может выполняться беспрогонным (преимущественно) и по прогонам. При беспрогонной схеме крупногабаритные плиты покрытия укладываются непосредственно по ригелям поперечных рам и привариваются к ним не менее чем в трех углах. Глубина опирания продольных ребер плит покрытия пролетом 6 м — не менее 80 мм, пролетом 12 м — не менее 90 мм. Сварку закладных деталей стыкуемых конструкций делают по всей длине этих деталей, а швы между плитами замоноличивают. В этом случае

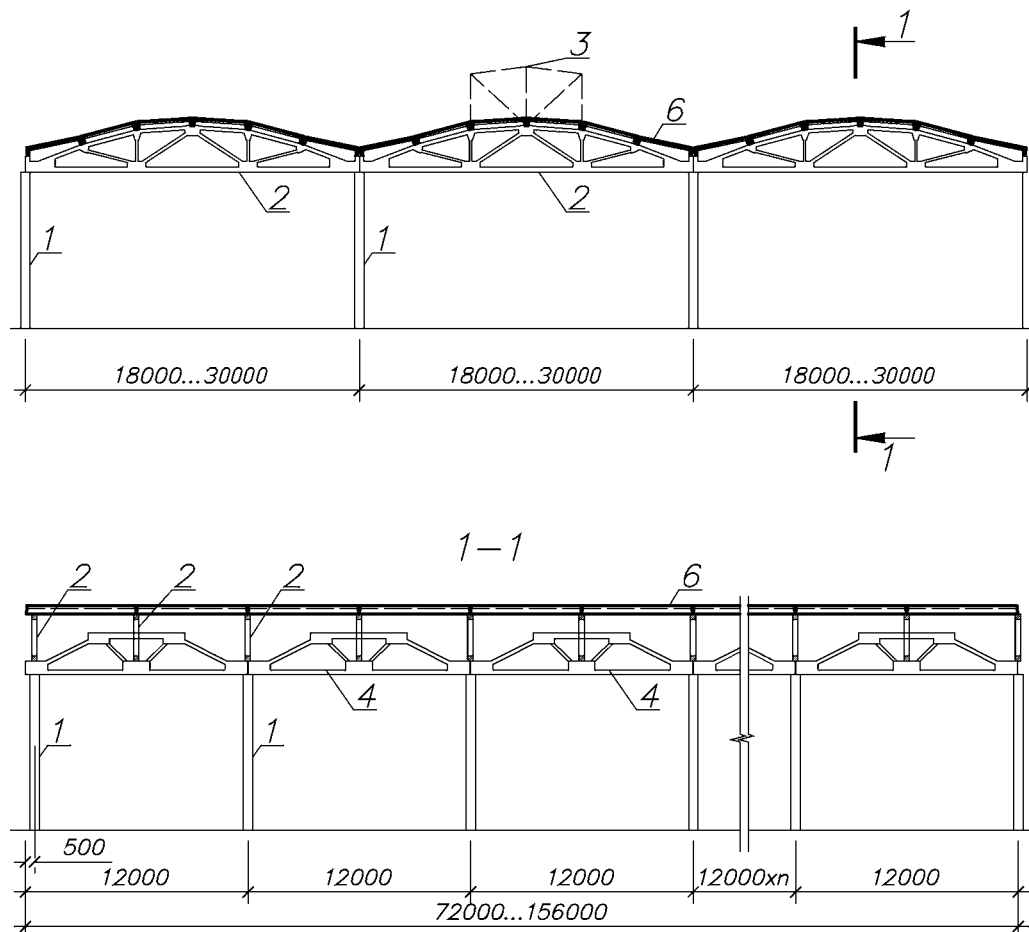
образуется жесткий в своей плоскости горизонтальный диск, обеспечивающий пространственную работу каркаса в целом.



- 1 — колонна; 2 — стропильная ферма (раскосная или безраскосная);  
 3 — фонарь; 4 — стальные связи; 5 — стальная распорка;  
 6 — плита покрытия длиной 6 (12) м

Рисунок 1.1 — Конструктивная схема здания со скатной кровлей при шаге колонн 6 (12) м

В отечественных типовых сериях стропильные балки применяют при пролетах до 24 м, фермы — при пролетах до 30 м, а арки — до 36 м. За рубежом область применения балок покрытия расширена до 36 м и более. При шаге колонн по средним рядам 12 м, а по крайним 6 м может применяться конструктивная схема с подстропильными конструкциями. При наличии подстропильных конструкций стропильные фермы с шагом 6 м устанавливаются по средним рядам на подстропильные конструкции, а по крайним — непосредственно на колонны (рисунок 1.2).



- 1 — колонна; 2 — стропильная ферма (раскосная или безраскосная);
- 3 — фонарь; 4 — подстропильная ферма пролетом 12 м;
- 6 — плита покрытия длиной 6 м

Рисунок 1.2 — Конструктивная схема здания со скатной кровлей при шаге колонн средних рядов 12 м, шаге стропильных ферм 6 м, устанавливаемых на подстропильные фермы

Типовые колонны рассчитаны в поперечном направлении здания как элементы одноярусных рам с шарнирными сочленениями в местах опирания стропильных конструкций. При этом учтено перераспределение горизонтальных нагрузок, действующих на колонны через жесткий диск покрытия (образуемый плитами и стропильными конструкциями), или через горизонтальные стальные

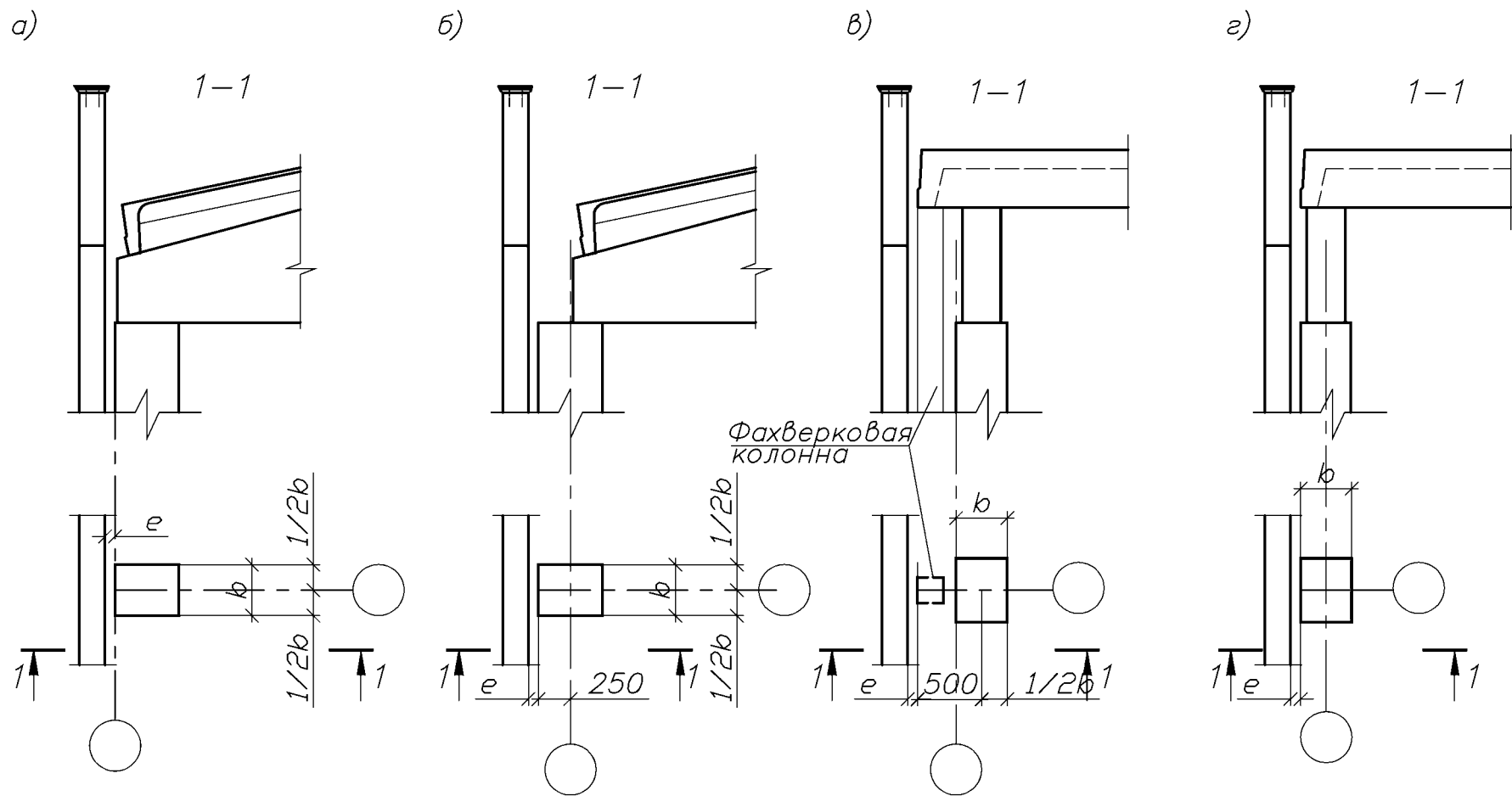
связи по верхнему поясу стропильных ферм, если недостаточна прочность сварных швов крепления плит. Продольная устойчивость каркаса здания обеспечивается использованием жесткого диска покрытия и стальных связей по колоннам (для высоких зданий). Схемы расположения связей зависят от схемы здания, высоты и шага колонн. В зданиях с мостовыми кранами соединительными элементами продольной конструкции каркаса служат также подкрановые балки.

Для зданий, оборудованных мостовыми электрическими опорными кранами общего назначения грузоподъемностью от 5 до 50 т, унифицированные габаритные схемы разработаны при одноярусном расположении кранов, с шириной пролетов от 18 до 36 м, шагами колонн 6 и 12 м, высотами колонн от 8,4 до 18 м. При этом габаритные схемы допускают использование любых сочетаний основных параметров зданий (установленных с заданным модулем в обозначенных выше пределах), за некоторым исключением. Так, для зданий высотой до 10,8 м не рекомендовано применение пролетов 30 и 36 м, а для зданий высотой более 14,4 м — пролетов менее 24 м. Следует иметь в виду, что рекомендуемые унифицированные габаритные схемы, предназначены для удобства проектирования типовых конструкций (зданий), но мировая тенденция развития строительной отрасли свидетельствует, что проектировщики все чаще отступают от унифицированных схем, модульных размеров и т.д., так как это позволяет максимально уменьшить неиспользуемый объем здания, снизить вес конструкций, потребление энергии и т.д.

В соответствии с ГОСТ 23838-79 «Здания промышленных предприятий. Параметры», принимается установленная привязка элементов конструкций к координационным осям зданий и размеры вставок в местах температурных швов, примыканий взаимно перпендикулярных пролетов и перепадов высот. Наиболее распространенные типы привязок для зданий простых габаритных схем (без перепадов высот, без продольных деформационных швов и т.д.) даны на рисунках 1.3 и 1.4. Величина привязки крайних колонн к продольным разбивочным осям принимается 250 мм или 0 мм и зависит от высоты сечения надкрановой части колонн, которая должна назначаться так, чтобы при принятой привязке был обеспечен зазор  $\Delta > 60$  мм между внутренней гранью колонны и торцом крана (рисунок 1.5). Это легко проверить зная установленные техническими условиями на краны значения  $L_{кр}$  и  $b_1$  (см. табл. П.14 приложения).

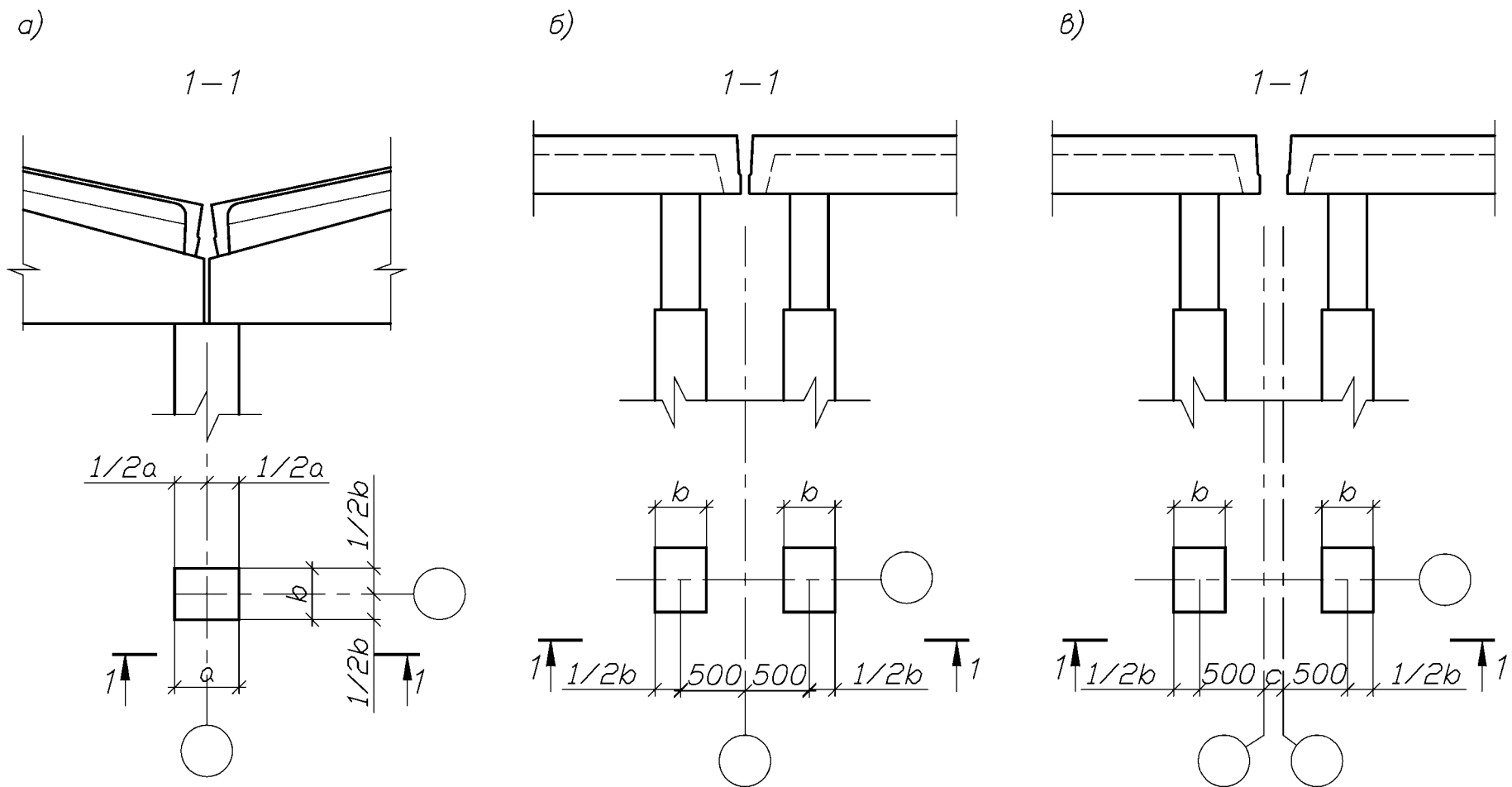
При высоких зданиях, больших пролетах и грузоподъемности крана и при шаге колонн 12 м в колоннах возникают значительные усилия и, при назначении оптимальных значений армирования и класса бетона, размеры сечения как надкрановой, так и подкрановой части могут быть достаточно большие, что потребует необходимость принятия привязки 250 мм.





а и б — в крайних продольных рядах здания;  
в и г — в торцах здания

Рисунок 1.3 — Привязки колонн крайних рядов



- $a$  — привязка колонн средних рядов;  
 $b$  — основная привязка парных колонн в поперечных температурных швах;  
 $в$  — допускаемая привязка парных колонн в поперечных температурных швах

Рисунок 1.4 — Привязки колонн средних рядов

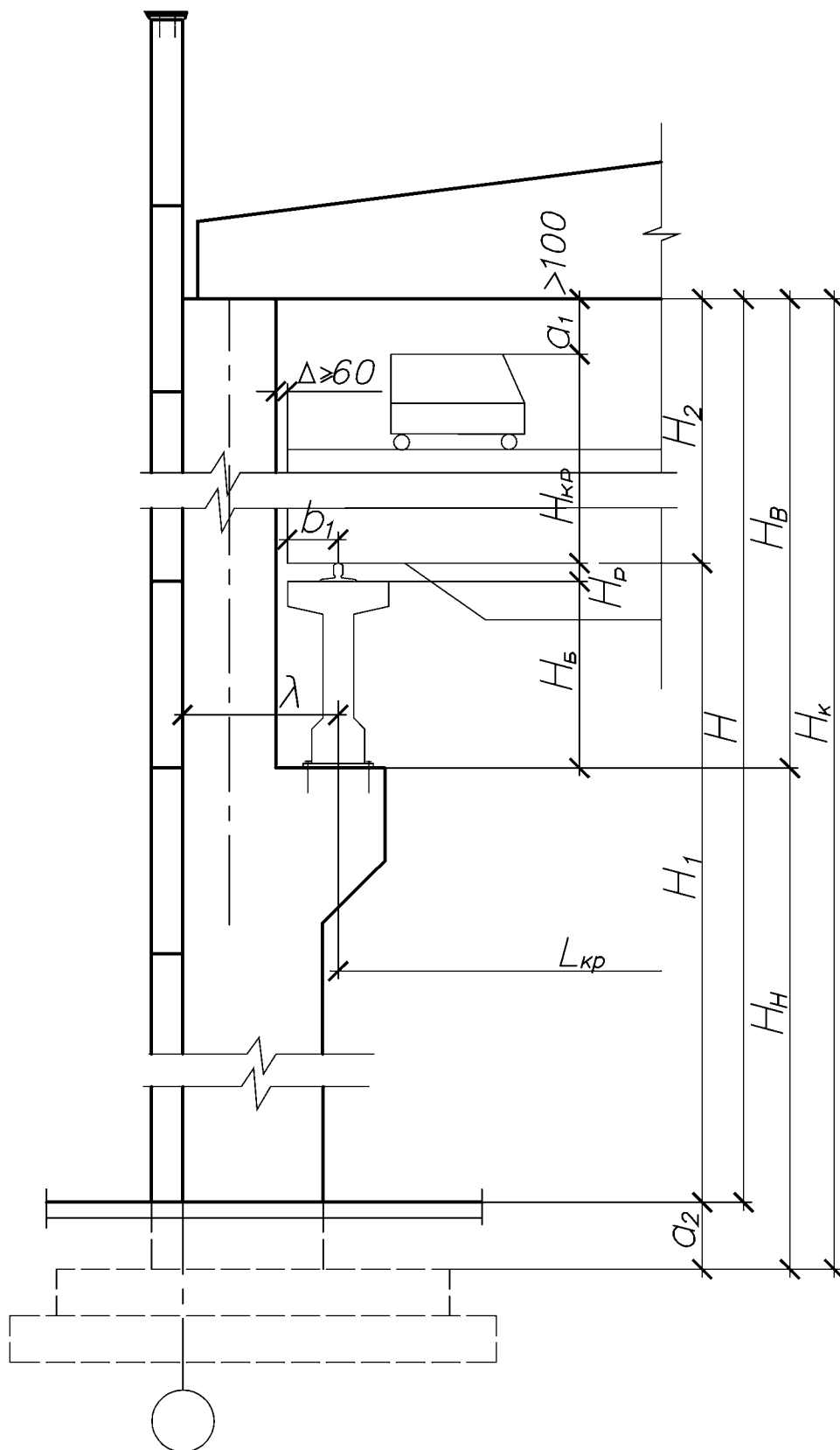


Рисунок 1.5 — Компоновка поперечной рамы

В настоящее время мостовые краны изготавливаются на заводах разных отраслей промышленности по техническим условиям, отражающим особенности конкретных производств, (например ТУ 24.09.568-82 или ТУ 24.09.650-86 и т.д), поэтому одинаковые по грузоподъемности краны имеют зачастую разные параметры (например весовые характеристики и значения  $b_1$ , меньшие чем в ГОСТ 25711-83). При проектировании конструкций крановый габарит здания определяется по крану с максимальной высотой.

Наибольшие расстояния между температурно-усадочными швами в здании при расчетных зимних температурах наружного воздуха выше минус 40 °С, назначаемые без расчета конструкций (с ненапрягаемой арматурой и преднапряженных, к трещиностойкости которых предъявляются требования 3-й категории) на воздействие температуры и усадки бетона, не должны превышать:

— для отапливаемых одноэтажных каркасных зданий из сборного железобетона — 72 м;

— для неотапливаемых зданий того же типа — 48 м.

Во всех остальных случаях расстояния между температурно-усадочными швами определяется расчетом. Для обеспечения жесткости здания в целом, а также жесткости его элементов (покрытия, торцевых стен) в конструктивной схеме предусматривается система вертикальных и горизонтальных связей.

Вертикальные стальные связи по колоннам обеспечивают пространственную жесткость здания в продольном направлении (в зданиях с электрическими мостовыми кранами они устраиваются всегда, а при ручных кранах — при  $H > 7,2$  м). Устанавливаются эти связи примерно в середине каждого температурного отсека, в пределах одного шага колонн, на высоту от пола до низа подкрановых балок. Вертикальные связи по продольным рядам колонн могут быть крестообразными или порталными, последние устанавливают преимущественно в средних рядах колонн.

Жесткость здания в поперечном направлении обеспечивается заземлением колонн в фундаментах и соответствующими размерами сечений колонн.

При высоте стропильных конструкций на опоре не более 900 мм, вертикальных связей и распорок на уровне их опорных частей не делают. Последнее замечание относится также к конструктивным схемам с подстропильными элементами. Жесткость диска покрытия (здания с мостовыми кранами легкого и среднего режимов работы) в горизонтальной плоскости обеспечивается за счет применения крупноразмерных железобетонных плит. Каких-либо дополнительных горизонтальных связей в этом случае не требуется.

## 2 КОМПОНОВКА ПОПЕРЕЧНОЙ РАМЫ

Поперечная рама каркасного одноэтажного здания из сборных железобетонных элементов состоит из стоек, заземленных в фундаментах, и ригелей, соединенных со стойками (в подавляющем большинстве случаев) шарнирно. Ригели при статическом расчете рамы принимаются абсолютно жесткими.

При компоновке поперечной рамы определяют:

- размеры колонн по высоте;
- типы колонн и размеры сечений их элементов;
- привязку колонн к разбивочным осям здания;
- расстояния между осями подкрановых путей и разбивочными осями ( $\lambda$ );
- принципиальную схему вертикальных ограждающих конструкций.

Размеры колонн по высоте вычисляются в курсовом проекте исходя из заданной отметки верха подкранового рельса (рисунок 1.5).

Полная высота колонны  $H_K$  должна быть не меньше суммы ( $H_B + H_H$ ) и такой, чтобы габаритный размер здания  $H$  (см. рисунок 1.5) был кратен модулю 1,2 м (в данном проекте по согласованию с консультантом, можно принимать размер  $H$  кратным меньшему модулю, например, 0,6 м).

*Тип колонн.* Колонны могут быть приняты сплошными (прямоугольного и двутаврового сечения) или сквозными (подкрановая часть двухветвевая).

Сплошные колонны в типовых сериях применяются в зданиях пролетами до 24 м, оборудованных мостовыми кранами грузоподъемностью до 30 т включительно, при высоте от пола до низа стропильных конструкций — 14,4 м.

Двухветвевые колонны рациональны при пролетах 30 м и более, а также при мостовых кранах грузоподъемностью более 30 т. За рубежом двухветвевые колонны практически не применяются из-за высокой трудоемкости изготовления. В последнее десятилетие аналогичная тенденция наблюдается и в республике Беларусь.

*Размеры сечений колонн.* Ширина сечения колонн ( $b_K$ ), несущих крановые нагрузки, должна быть:

- не менее 400 мм — при шаге колонн 6 м,
- не менее 500 мм — при шаге колонн 12 м.

Кроме того, величина  $b_K$  (для зданий с мостовыми кранами, при наличии вертикальных связей по колоннам) должна назначаться не менее  $(\frac{1}{20} \dots \frac{1}{25})H$ .

Высота сечения надкрановых частей ( $h_B$ ) крайних колонн делается не менее 300 мм (обычно не менее 380 мм), промежуточных колонн рамы — не

менее 500 мм (обычно не менее 600 мм). Высота сечения подкрановых частей колонн ( $h_H$ ) принимается равной не менее  $(1/10 \dots 1/14)H_H$ . Привязка колонн крайних рядов к продольным разбивочным осям может быть «нулевой» (см. рисунок 2.1, а) — обычно при шаге колонн 6 м, грузоподъемности кранов до 30 т включительно. В более нагруженных колоннах, для обеспечения достаточно большой высоты сечения надкрановой части  $h_B$  с учетом необходимости соблюдения достаточного зазора  $\Delta$  (рисунок 1.5), может оказаться необходимым использование привязки 250 мм (см. рисунок 2.1, б).

Размеры поперечных сечений колонн назначаются на основе технико-экономического сопоставления нескольких вариантов сечений, удовлетворяющих расчетным и конструктивным требованиям и отличающихся размерами, классом бетона и количеством арматуры. При проектировании размеры сечений колонн с отличающимися расчетными усилиями обычно унифицируются. При этом сечения колонн принимаются одинаковыми, если возможно их изготовление в одной опалубочной форме и при этом для восприятия расчетных усилий достаточно изменения армирования от 0,5% до 3% и класса бетона на одну — две ступени. В противном случае устанавливается оптимальный ряд сечений. При назначении опалубочных размеров нетиповых колонн максимально используются формы типовых колонн.

При назначении размеров колонн должна быть обеспечена возможность опирания несущих конструкций покрытия, подкрановых балок и т.п. с учетом допусков на изготовление и монтаж. Размер сечения оголовка колонны в плоскости несущей конструкции покрытия принимается не менее 300 мм при опирании одного конструктивного элемента и не менее 500 мм при опирании двух конструктивных элементов.

На стадии компоновки поперечной рамы следует выбрать тип продольных панельных стен (навесные, самонесущие — только в отапливаемых зданиях), тип стеновых панелей, показать на поперечном разрезе схему расположения стеновых панелей и полос остекления по высоте здания, назначить высоту полос остекления и высоту стен. При этом следует руководствоваться указаниями [12, 13].

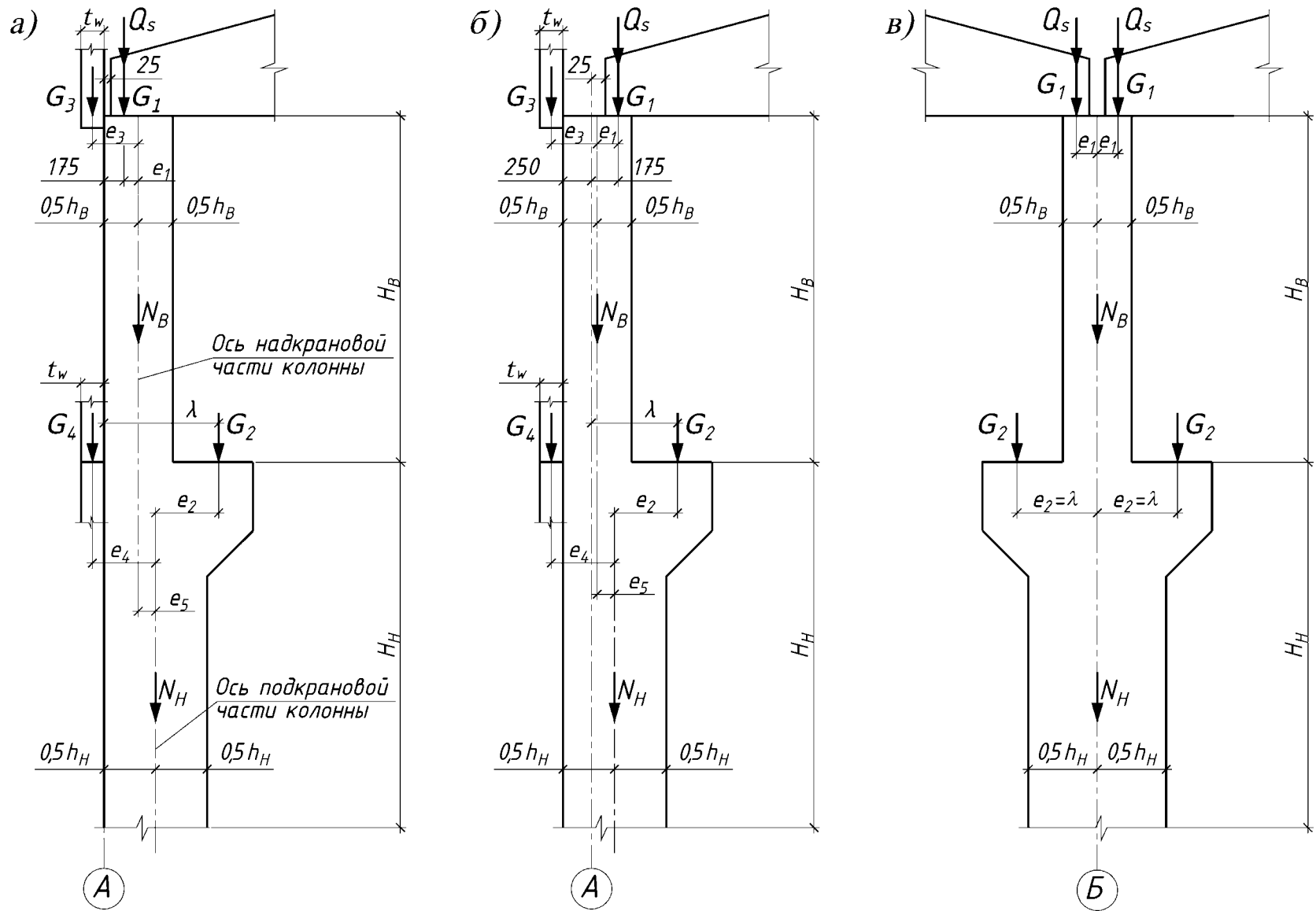


Рисунок 2.1 — Определение эксцентриситетов продольных сил

### 3 ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ ПО СТАТИЧЕСКОМУ РАСЧЕТУ КАРКАСА ЗДАНИЯ

Конструктивная схема каркаса здания определяет его расчетную схему, которая принимается в виде системы колонн, жестко заземленных понизу и шарнирно соединенных поверху диском покрытия, а при наличии мостовых кранов, дополнительно связанных вдоль рядов колонн ригелями из подкрановых балок. Для удобства расчета эта система условно расчленяется по рядам колонн в пределах температурного блока на плоские поперечные и продольные рамы, а пространственная ее работа учитывается в зависимости от характера нагрузок и жесткости диска покрытия.

Такие расчетные схемы рам в определенной степени идеализированы. Так, заземление колонн из-за возможного поворота фундамента может оказаться неполным. Однако оценить этот поворот весьма затруднительно, поскольку он зависит не только от деформаций грунта основания под подошвой фундамента, но и от реакций грунта по боковым поверхностям фундамента, от реакции бетонного основания пола и других факторов, которые могут иногда полностью исключить поворот или в значительной степени его ограничить. По этим соображениям податливость фундамента обычно не учитывается.

Сопряжения с несущими железобетонными конструкциями покрытия, особенно с подстропильными, обладают некоторой жесткостью. Принимая их шарнирными, в одних случаях усилия в колоннах получаем заниженными (например от температурных деформаций), а в других — завышенными (от ветровых нагрузок). Таким образом, принимаемая условность не в полной мере соответствует действительной картине распределения усилий в системе, однако это не приводит к сколько-нибудь существенным отклонениям в расчетных условиях, определяющих размеры сечений и армирование колонн.

Размеры пролетов рам принимаются равными расстоянию между геометрическими осями колонн, т.е. осями, проходящими через центры тяжести сечений. Для ступенчатых колонн крайних рядов учитывается сдвиг оси в уровне консоли. Высота колонн принимается при расчете поперечных рам равной расстоянию от верха стакана фундамента до низа стропильных конструкций (независимо от наличия подстропильных конструкций). Ригели, образуемые стропильными и подстропильными конструкциями, подкрановыми балками и т.п., считаются примыкающими в уровне их опирания. Геометрические оси ригелей принимаются соединяющими места их опирания.



При расчете поперечных рам учитывается пространственная работа каркаса в пределах температурного блока, обусловленная жесткостью диска покрытия, которая зависит от конструктивной схемы покрытия (конструкции элементов покрытия и их крепления, наличия горизонтальных связей и т.д.). При покрытии из крупноразмерных железобетонных плит с замоноличенными швами, приваренных к несущим конструкциям, диск покрытия бескрановых зданий, а также с мостовыми кранами грузоподъемностью не более 50 т считается бесконечно жестким.

Каркас здания — нелинейно деформируемая статически неопределимая система, находящаяся под воздействием постоянных и переменных нагрузок. Нелинейность работы этой системы обусловлена геометрическими факторами, т.е. наличием продольного изгиба колонн, и физическими факторами, т.е. влиянием на жесткость колонн трещин и неупругих деформаций бетона, зависящих от величины усилий и длительности действия нагрузки. Статический расчет рам, образующих эту систему, правильнее всего производить по деформированной схеме с непосредственным учетом продольного изгиба, влияния трещин и неупругих деформаций бетона на кривизну и, соответственно, жесткость колонн. Упрощенно, используя стандартные программы типа «Ли́ра» и т.п., статический расчет рам на все воздействия, за исключением вынужденных перемещений, производится по недеформированной схеме как упругой линейно-деформируемой системы без учета влияния трещин на жесткость колонн. При этом влияние продольного изгиба колонн учитывается при подборе сечений с помощью коэффициента  $\eta$  в соответствии с [6].

Если уклон стропильной конструкции (ригеля рамы) не превышает  $1/12$ , то в расчетной схеме ригели считают горизонтальными. Геометрические оси ригелей принимаются соединяющими места их опирания, а жесткость бесконечной. В такой системе расчет ригелей можно выполнять независимо от расчета поперечной рамы. Поперечные рамы одноэтажных промышленных зданий являются статически неопределимыми системами и рассчитываются, как правило, с использованием ЭВМ. Допускается использование инженерных расчетов, основанных на методе сил и перемещений.

Цель статического расчета — определение усилий и перемещений в сечениях элементов рамы. Для расчета вначале принимают расчетную схему, величины нагрузок и места их приложения. При действии общих для всего здания нагрузок (собственного веса, снега, ветра) пространственный характер работы каркаса при симметричных рамах не проявляется, т.к. все поперечные

рамы находятся в одинаковых условиях и испытывают одинаковые горизонтальные смещения верха колонн. В этом случае каждую раму можно рассматривать как отдельную плоскую систему.

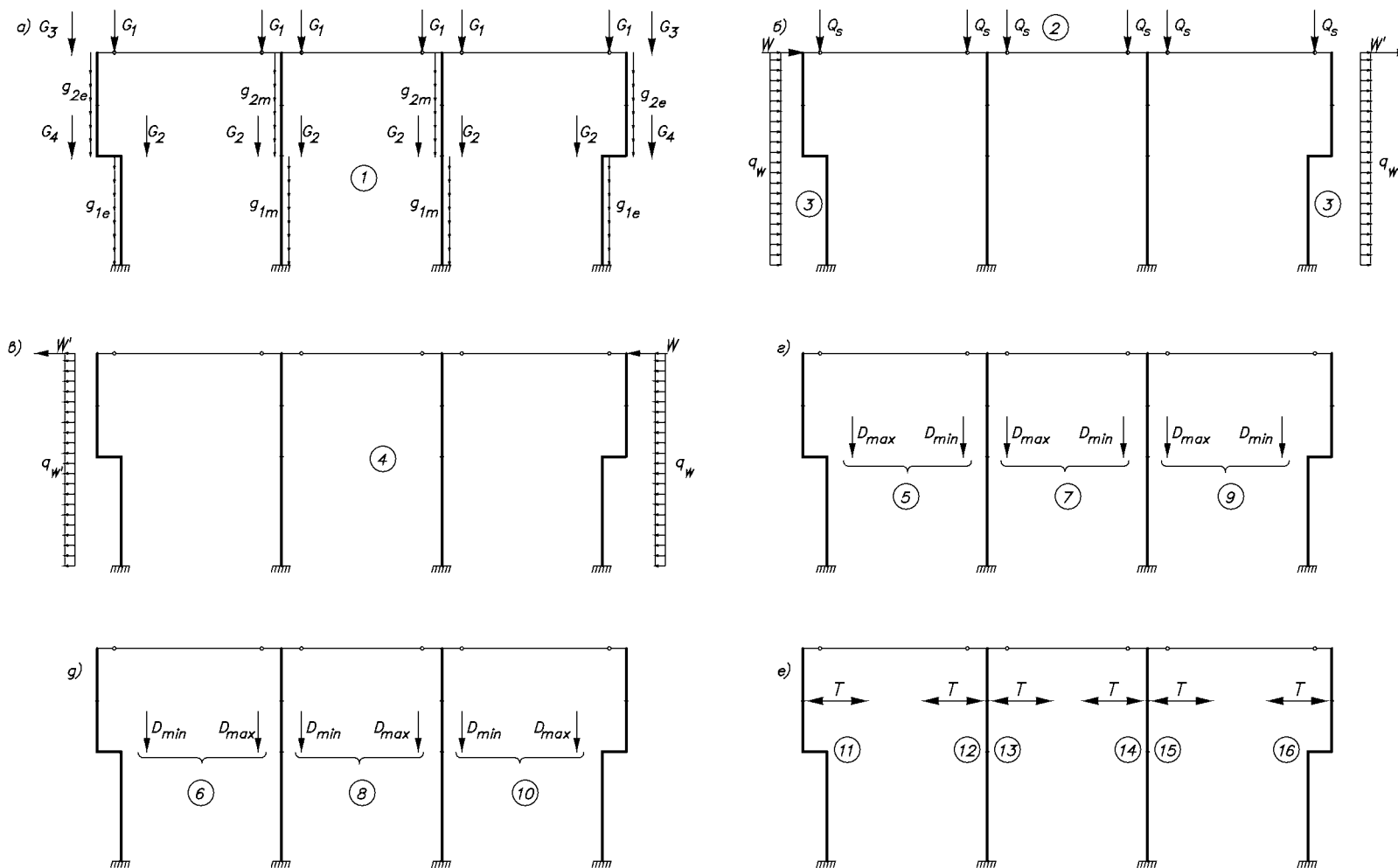
При загрузке местной, например крановой нагрузкой, приложенной к одной — двум рамам, остальные рамы этого температурного блока тоже включаются в работу (за счет жесткого диска покрытия) и уменьшают горизонтальные перемещения верха загруженной рамы, а следовательно, и усилия в ее стойках. В этом и проявляется пространственный характер работы каркаса. В расчетах пространственный характер работы каркаса или поддерживающее влияние смежных рам при действии крановых нагрузок учитывается приближенно путем эквивалентного увеличения жесткости верхней опоры стоек загруженной рассматриваемой рамы, или вообще не учитывается (в запас несущей способности).

Поперечные рамы рассчитывают на воздействие постоянных (масса покрытия, каркаса, навесных стен и т.п.) и переменных (длительных и кратковременных) нагрузок. Переменной считают нагрузку от воздействия кранов, ветра, снега. В курсовом проекте рассматриваются три варианта поперечных рам: одно-, двух- или трехпролетные. На рисунке 3.1 приведены схемы приложения характерных нагрузок на трехпролетную раму. Нагрузка от мостовых кранов разделяется на вертикальную ( $D$ ) и горизонтальную ( $T$ ), причем в одном пролете нагрузка определяется от двух наиболее неблагоприятно расположенных сближенных кранов. При этом в одном пролете одновременно действует  $D_{\max}$  (на колонну, к которой приближена тележка с грузом) и  $D_{\min}$  — на противоположной колонне (один источник или вид загрузки). За одну вертикальную крановую нагрузку принимается нагрузка не более чем от двух кранов в одном пролете, но не более чем от четырех кранов на раму. Например, для трехпролетного здания за одну вертикальную крановую нагрузку принимается любое из загрузок 5...10 (вызывающее максимальное усилие в рассматриваемом сечении рассчитываемой колонны для рассматриваемого сочетания) или любое из их сочетаний (4 крана) за исключением физически невозможных (5 и 6, 7 и 8, 9 и 10).

Горизонтальная нагрузка от торможения крановых тележек учитывается не более чем от двух кранов, расположенных в одном пролете или створе, и, может прикладываться в обоих направлениях к одной или другой колонне от кранов каждого пролета, т.е. любое, наиболее невыгодное, для рассматриваемой ситуации загрузка (11...16). В целом необходимо

учитывать только физически возможное одновременное воздействие  $D$  и  $T$ . Например, если рассматривается комбинация 5 и 9 загрузки вертикальной нагрузкой, то торможение тележки кранов среднего пролета не учитывают (13 или 14). При составлении различных вариантов сочетаний нагрузок по [1] в процессе выбора доминирующей и сопутствующих нагрузок (см. ниже) за одну нагрузку следует принимать: а) нагрузку определенного рода от одного источника (например от одного мостового крана); б) нагрузку от нескольких источников, если их совместное действие учтено при определении значения данной нагрузки (например нагрузку от нескольких мостовых кранов, определенную с использованием вышеприведенных значений коэффициентов  $\psi$ ).

При формировании расчетной схемы поперечника выполняют разбивку линейных элементов рамы на стержни и узлы и их нумеруют. Примеры расчетных схем трех типов рам даны на рисунках 3.2, 3.3. В учебных целях, для упрощения, узлы назначены в местах изменения геометрии стержней и в точках приложения сосредоточенных нагрузок. Для учета эксцентриситета приложения опорной реакции стропильных конструкций, направленного при привязке 250 мм внутрь рамы, вводится дополнительная жесткая вставка с шарниром на конце (рисунок 3.3). При «нулевой» привязке, когда значение эксцентриситета близко к нулю, шарнир условно располагают над оголовком колонны (рисунок 3.2). Затем определяют значения нагрузок на раму и эксцентриситетов их приложения. Места приложения конкретных нагрузок и значения их эксцентриситетов иллюстрирует рисунок 2.1.



$a$  — от собственного веса конструкций;  $б$  — от веса снегового покрова и давления ветра слева;  
 $в$  — от давления ветра справа;  $г$  — от вертикального давления крана при  $D_{max}$  слева;  
 $д$  — тоже  $D_{max}$  справа;  $е$  — от поперечного торможения крана;  
 $4$  — номер характерного источника

Рисунок 3.1 — Схемы приложения нагрузок от характерных источников к поперечной раме

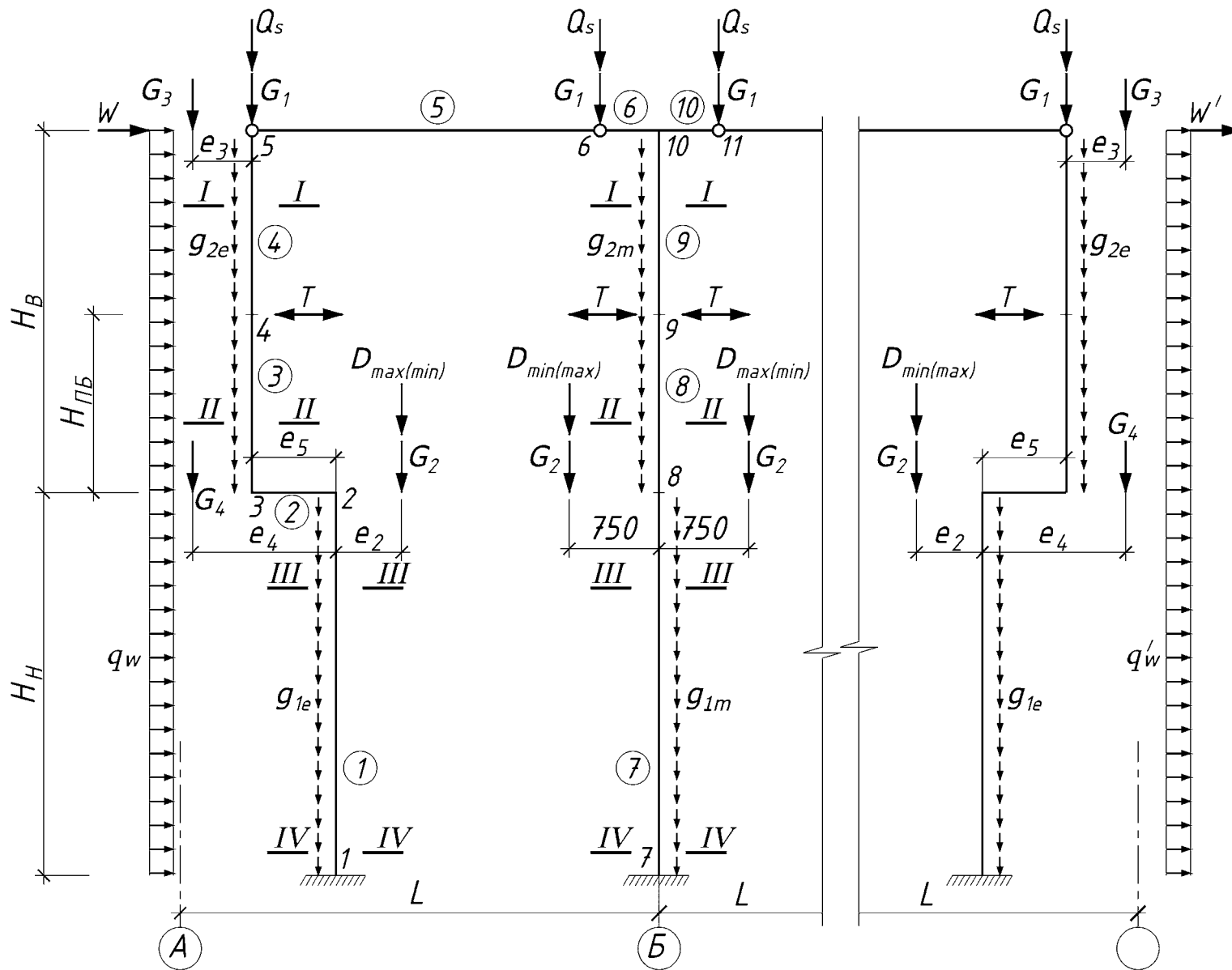


Рисунок 3.2 — Расчетная схема рамы с нулевой привязкой крайних колонн

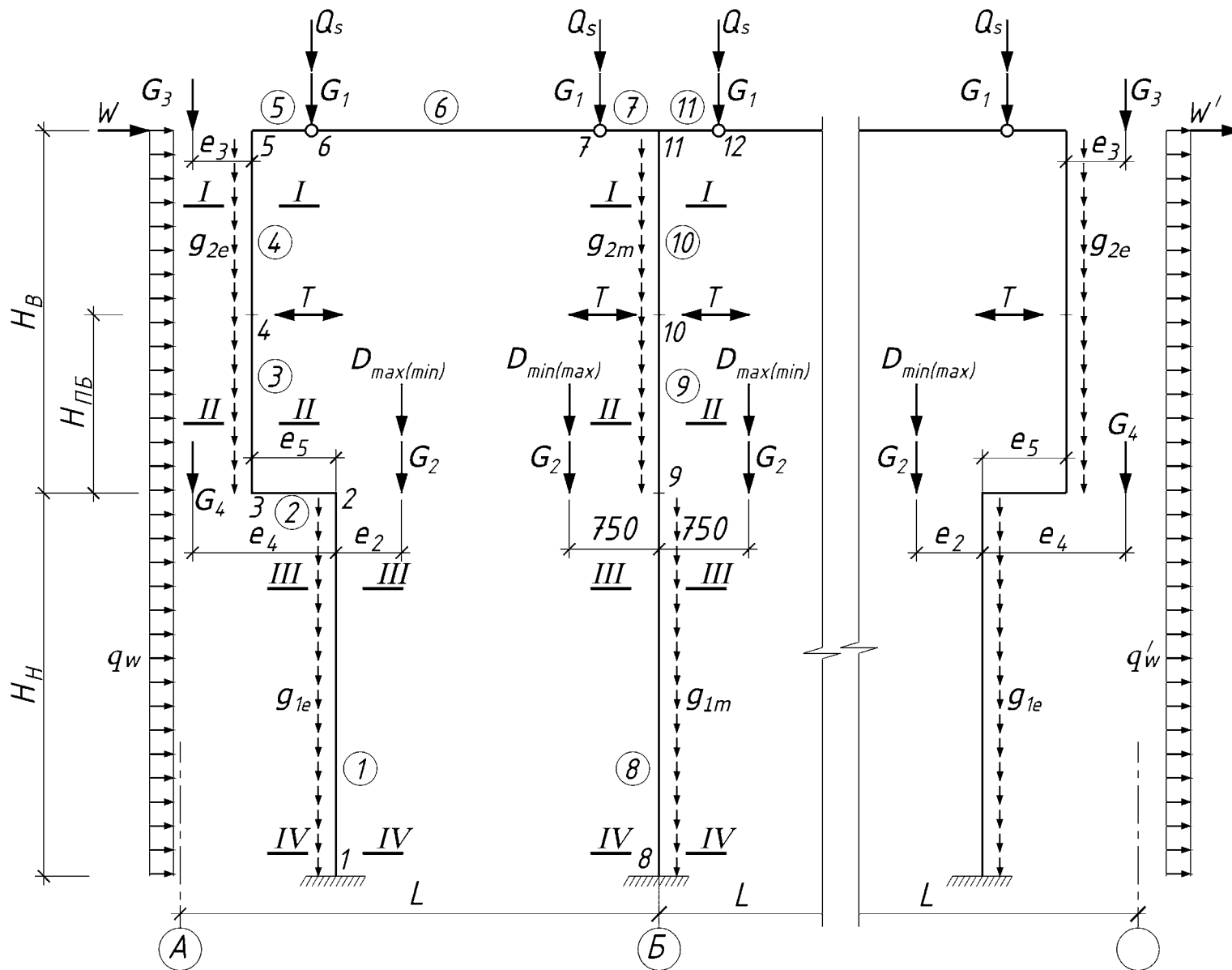


Рисунок 3.3 — Расчетная схема рамы с привязкой крайних колонн 250 мм

## 4 ПРИМЕР РАСЧЕТА КОНСТРУКЦИЙ КАРКАСА ОДНОЭТАЖНОГО ПРОИЗВОДСТВЕННОГО ЗДАНИЯ

Особенности выполнения расчетов, со ссылками в необходимых случаях на вспомогательные материалы, поясняются ниже в примере расчета каркаса двухпролетного ( $L = 21$  м) отапливаемого здания, строящегося в г. Витебске, оборудованного мостовыми опорными кранами грузоподъемностью 20 т (по два крана среднего режима работы в каждом пролете). По технологическому заданию отметка уровня головки кранового рельса — 8.150, несущие конструкции покрытия — стропильные двускатные железобетонные предварительно напряженные балки и предварительно напряженные ребристые плиты покрытия. Шаг колонн —  $B = 7$  м. Длина температурного блока здания — 56 м.

Исходные данные:

- класс среды по условиям эксплуатации — ХС3;
- колонна сборная заводского изготовления. Бетон тяжелый класса по прочности на сжатие  $C^{30/37}$ ;
- арматура класса S500.

Для бетона класса  $C^{30/37}$ :

- нормативное сопротивление сжатию  $f_{ck} = 30$  МПа;
- расчетное сопротивление  $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{30}{1,5} = 20$  МПа;
- средний модуль упругости  $E_{cm} = 33000$  МПа.

Для ненапрягаемой арматуры класса S500:

- нормативное сопротивление  $f_{yk} = 500$  МПа;
- расчетное сопротивление  $f_{yd} = 435$  МПа;
- модуль упругости  $E_s = 200000$  МПа.

### 4.1 Определение генеральных размеров поперечной рамы

Компоновку поперечной рамы начинают с определения основных габаритных размеров элементов конструкций в плоскости рамы (рисунок 5.1). Вертикальные габариты здания зависят от технологических условий производства и определяются расстоянием от уровня пола до головки кранового рельса  $H_1$  и расстоянием от головки кранового рельса до низа конструкций покрытия  $H_2$  (см. раздел 2).

Размер  $H_2$  диктуется высотой мостового крана:

$$H_2 = H_{кр} + 150 \text{ мм},$$

где  $H_{кр} = 2400$  мм — общая высота мостового крана (табл. П.14 приложения);

150 мм — зазор между краном и стропильной балкой ( $\geq 150$  мм).

$$H_2 = 2400 + 150 = 2550 \text{ мм}.$$

Высота цеха от уровня пола до низа стропильных балок  $H = H_1 + H_2$ ,

где  $H_1 = 8150$  мм — заданная по условиям технологии отметка головки кранового рельса.

$$H = 8150 + 2550 = 10700 \text{ мм}.$$

Высота верхней (надкрановой) части колонны —  $H_B = H_{ПБ} + H_P + H_2$ ,

где  $H_{ПБ}$  — высота (и вес) подкрановой балки, зависят от шага колонн и при шаге колонн и грузоподъемности крана и для конструкций и унифицированных схем определяются по типовым сериям на данный вид конструкций, по справочникам, каталогам и т.п. То же относится к стропильным балкам, плитам покрытия и т.п., для которых параметры зависят от размеров, категорий нагрузок и других факторов.

Ориентировочные данные по некоторым видам конструкций приведены в табл. П.10, П.11 и П.13 приложения. В курсовом проектировании, при габаритах здания, отличающихся от типовых схем, для упрощения при расчете рам, нагрузки могут определяться приближенно по интерполяции в пределах обозначенных в таблицах значений. В частности, высота подкрановой балки пролетом 7 м может быть принята равной 1,0 м.

$H_P = 120$  мм — высота кранового рельса (тип КР 70), принимаемая в зависимости от грузоподъемности крана (см. табл. П.12 приложения).

$$H_B = 1000 + 120 + 2550 = 3670 \text{ мм}.$$

Высота нижней (подкрановой) части колонны —  $H_H = H - H_B + a_2$ ,

где  $a_2 = 150$  мм — заглубление колонны ниже уровня пола.

$$H_H = 10700 - 3670 + 150 = 7120 \text{ мм}.$$

Общая высота колонны от уровня обреза фундамента до низа ригеля:

$$H_K = H_B + H_H = 3670 + 7120 = 10790 \text{ мм}.$$

Так как высота колонны  $H_K < 14,4$  м, шаг колонн  $B = 7$  м, грузоподъемность крана  $Q < 30$  т, то привязку нижней грани колонны к разбивочной оси предварительно принимаем  $b_0 = 0$  мм. Сечение колонны — сплошное.



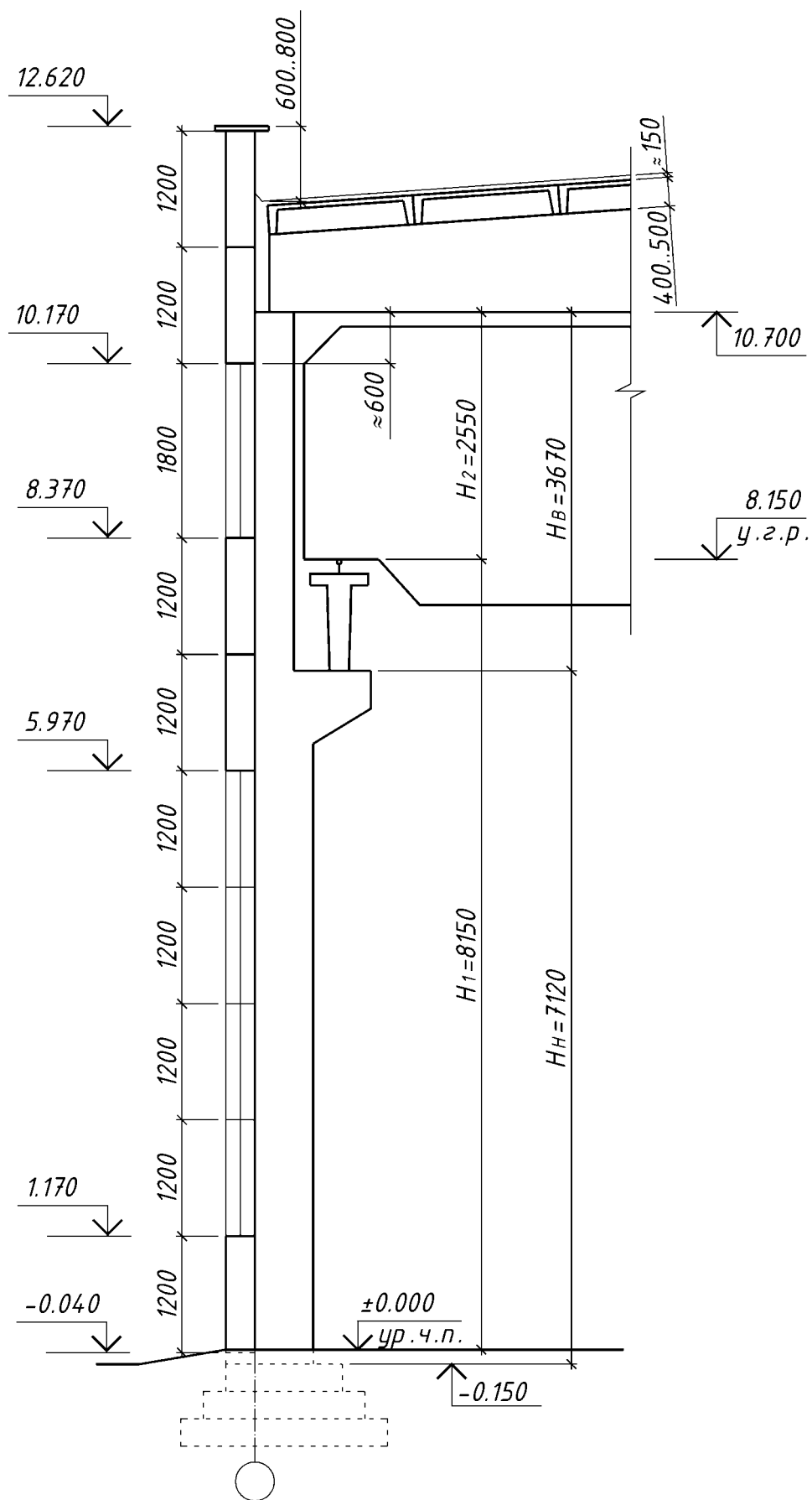


Рисунок 4.1 — Поперечный разрез здания (фрагмент)

Ориентируясь на ограничения, установленные практикой проектирования (см. выше), принимаем размеры сечения колонны крайнего ряда:

надкрановой части —  $h_b \times b_b = 380 \times 400$  мм,

подкрановой части —  $h_n \times b_n = 600 \times 400$  мм.

Размеры сечения колонны среднего ряда:

надкрановой части —  $h_b \times b_b = 600 \times 400$  мм,

подкрановой части —  $h_n \times b_n = 800 \times 400$  мм.

Высота стропильной балки на опоре назначается из условия  $h_b \geq \frac{1}{25} L$ ,

но не менее 790 мм.

$$h_b = \frac{1}{25} 21000 = 840 \text{ мм} > 790 \text{ мм}.$$

Принимаем высоту стропильной балки  $h_b = 900$  мм.

## 4.2 Определение нагрузок на поперечную раму

На здание может действовать одновременно несколько нагрузок и возможно несколько их сочетаний с учетом отсутствия некоторых из них или возможного изменения схем их приложения. Поэтому раму рассчитывают на каждую из нагрузок отдельно, а затем составляют наиболее невыгодные комбинации нагрузок по определенным правилам.

### 4.2.1 Постоянные нагрузки от веса покрытия, собственной массы конструкций и стенового ограждения

Постоянные нагрузки на ригель рамы от веса кровли, стропильных конструкций и связей по покрытию принимаются обычно равномерно распределенными по длине ригеля.

Постоянные нагрузки зависят от типа покрытия, которое может быть тяжелым или легким, утепленным или не утепленным. В данном курсовом проекте применяются сборные железобетонные ребристые плиты покрытия.

Покрытие здания состоит из сборных железобетонных ребристых плит, опирающихся непосредственно на стропильную балку, пароизоляции, плитного утеплителя, стяжки, водоизоляционного ковра. Толщины слоев определены на основании действующих норм, в том числе по теплотехническому расчету. Нагрузка от покрытия определяется суммированием нагрузок от отдельных элементов (табл. 4.1).

Таблица 4.1 — Нагрузки на 1 м<sup>2</sup> покрытия

№	Вид нагрузки	Нормативное значение, кН/м <sup>2</sup>	$\gamma_F$	Расчетное значение, кН/м <sup>2</sup>
1	Два слоя изолирующего материала «Кровляэласт»	0,15	1,35	0,203
2	Цементно-песчаная стяжка М100 $\delta = 40$ мм ( $\rho = 1800$ кг/м <sup>3</sup> ) $1 \times 1 \times 0,04 \times 18$	0,72	1,35	0,972
3	Утеплитель — пенополистирол $\delta = 120$ мм ( $\rho = 40$ кг/м <sup>3</sup> ) $1 \times 1 \times 0,12 \times 0,04$	0,048	1,35	0,065
4	1 слой оклеечной пароизоляции на битумной мастике $\delta = 3$ мм ( $m = 5$ кг/м <sup>2</sup> ) $1 \times 1 \times 0,005$	0,05	1,35	0,068
5	Сборные железобетонные ребристые плиты покрытия (табл. П.10 приложения)	1,75	1,15	2,013
Итого:		$g_k = 2,72$		$g_d = 3,321$

Постоянная расчетная нагрузка от покрытия на крайнюю колонну составит:

$$G_{d,1} = g_d \cdot \frac{L}{2} \cdot B + G_{d,Б} = 3,321 \cdot \frac{21}{2} \cdot 7 + 77,96 = 322,05 \text{ кН},$$

где  $G_{d,Б} = g_{k,Б} \cdot \frac{L}{2} \cdot \gamma_F \cdot \gamma_n = 5,5 \cdot \frac{21}{2} \cdot 1,35 = 77,96$  кН — расчетная нагрузка от собственного веса стропильной балки;

$g_{k,Б} = 5,5$  кН/м — нормативная погонная нагрузка от собственного веса стропильной балки (табл. П.13 приложения).

$B = 7$  м — шаг колонн.

При «нулевой» привязке эксцентриситет приложения нагрузки  $G_{d,1}$  (рисунок 2.1, а)

$$e_1 = 175 - \frac{h_B}{2} = 175 - \frac{380}{2} = -15 \text{ мм}.$$

При привязке 250 мм (рисунок 2.1, б)

$$e_1 = 250 + 175 - \frac{h_B}{2} = 250 + 175 - \frac{600}{2} = 125 \text{ мм}.$$

Нагрузка от собственного веса подкрановой балки и крановых путей

$$G_{d,2} = (g_{k,ПБ} + g_{k,КР}) \cdot L_{ПБ} \cdot \gamma_F \cdot \gamma_n = (8 + 0,528) \cdot 7 \cdot 1,35 = 80,59 \text{ кН},$$

где  $L_{ПБ} = B$  — длина подкрановой балки;  $g_{k,ПБ} = 8$  кН/м — нормативная погонная нагрузка от собственного веса подкрановой балки (табл. П.13 приложения);

$g_{k,кР} = 0,528$  кН/м — нормативная нагрузка от собственного веса крановых путей (собственный вес рельса и вес элементов креплений, табл. П.12 приложения);  $\gamma_F = 1,35$  — коэффициент безопасности по нагрузке для собственного веса конструкций.

Эксцентриситет этой нагрузки для крайней колонны:

— при «нулевой» привязке

$$e_2 = \lambda - \frac{h_H}{2} = 750 - \frac{600}{2} = 450 \text{ мм (рисунок 2.1, а)}$$

— при привязке колонн 250 мм

$$e_2 = (250 + \lambda) - \frac{h_H}{2} \text{ (рисунок 2.1, б)}$$

В качестве стенового ограждения принимаем сборные керамзитобетонные панели толщиной 300 мм (согласно теплотехническому расчету).

Постоянная нагрузка от собственного веса двух парапетных панелей составит

$$G_{d,3} = g_{k,w} \cdot \sum h_w \cdot B \cdot \gamma_F \cdot \gamma_n = 3,0 \cdot 1,2 \cdot 2 \cdot 7 \cdot 1,35 = 68,04 \text{ кН,}$$

где  $g_{k,w} = 3,0$  кН/м<sup>2</sup> — нормативное значение веса 1 м<sup>2</sup> стеновых панелей;

$\sum h_w$  — общая высота стеновых панелей выше уровня подкрановой балки.

Данная нагрузка в расчетной схеме для упрощения прикладывается в уровне оголовка колонны. Эксцентриситет этой нагрузки относительно оси надкрановой части составляет

$$e_3 = 0,5 \cdot (t_w + h_B) = 0,5 \cdot (300 + 400) = 350 \text{ мм,}$$

где  $t_w = 300$  мм — толщина стеновой панели.

Постоянная нагрузка от веса перемычных стеновых панелей и остекления над ними составит

$$\begin{aligned} G_{d,4} &= (g_{k,w} \sum h_w + g_{k,ост} \cdot h_{ост}) \cdot B \cdot \gamma_F = \\ &= (3,0 \cdot 1,2 \cdot 2 + 0,5 \cdot 1,8) \cdot 7 \cdot 1,35 = 76,55 \text{ кН,} \end{aligned}$$

где  $g_{k,ост} = 0,5$  кН/м<sup>2</sup> — нормативная нагрузка от панелей оконного заполнения (табл. П.11 приложения);

$h_{ост}$  — общая высота панелей остекления.

Эксцентриситет этой нагрузки принимают относительно оси нижней ветви

$$e_4 = e_3 + e_5 = 350 + 100 = 450 \text{ мм (см. рисунок 2.1),}$$

где  $e_5 = 0,5 \cdot (h_H - h_B) = 0,5 \cdot (600 - 400) = 100$  мм.

#### 4.2.2 Нагрузки от крановых воздействий

Схема поперечной рамы здания и обозначения основных параметров для определения нагрузок от действия кранов в соответствии с [5] приведены на рисунке 4.2. Исходные данные для определения крановых нагрузок сведены в таблицу 4.2.

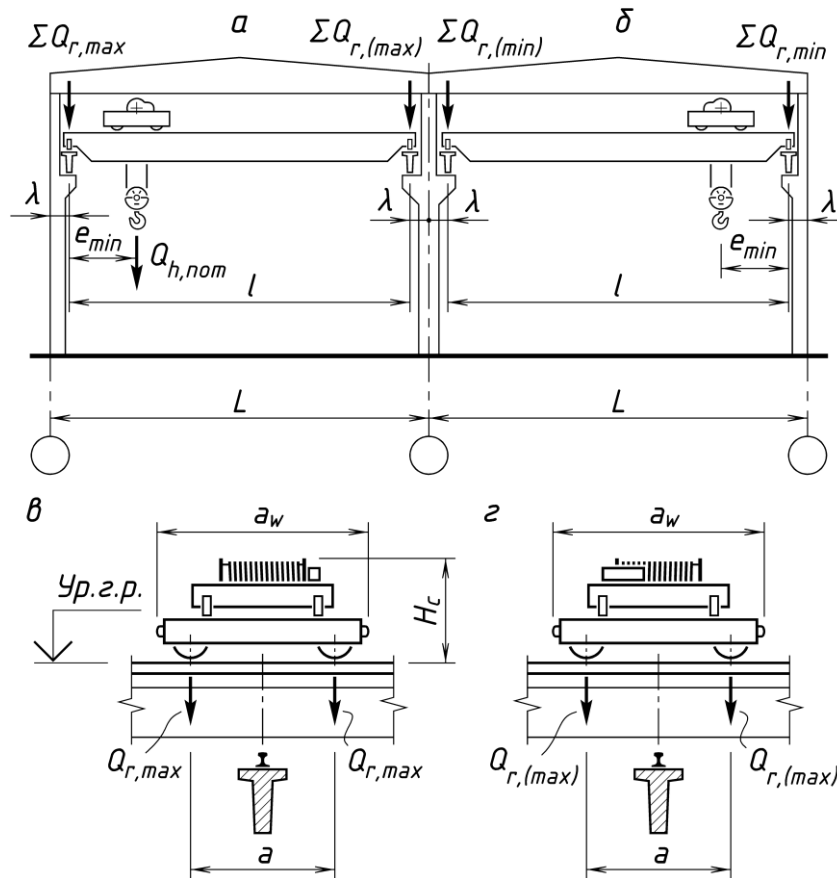


Рисунок 4.2 — Схема поперечной рамы здания с нагруженным (а) и ненагруженным (б) краном мостового типа. Вид нагруженного крана слева (в) и справа (г)

Таблица 4.2 — Исходные данные для сбора нагрузок на поперечную раму от действия мостовых кранов

Поз.	Наименование	Обозначение	Значение	Ед. изм.	Примечание
1	Пролет кранового моста (Span of the crane bridge)	$l$	19,5	м	$l = L - 2\lambda$ , $\lambda = 0,75$ м
2	Колесная база крана (Wheel spacing)	$a$	4,4	м	
3	Ширина крана	$a_w$	5,6	м	
4	Минимальное расстояние между крюком и опорой	$e_{\min}$	1,12	м	
5	Шаг колонн	$B$	7	м	
6	Класс грузоподъемности крана (Hoisting class)	НС	НС3	—	По заданию
7	Грузоподъемность крана (Hoist load)	$Q_{h,nom}$	200	кН	По заданию
8	Собственный вес крана без тележки (Self-weight of the crane)	$Q_{c1}$	255	кН	Определяется по интерполяции
9	Собственный вес тележки (Self-weight of the crab)	$Q_{c2}$	63	кН	
10	Постоянная скорость подъема груза	$v_h$	0,1	м/с	
11	Количество колес крана на одном крановом пути	$n_1$	2	шт.	

*Примечания:* 1. Значения позиций 2-4, 7-11 устанавливаются по данным таблицы П.14 приложения в зависимости от грузоподъемности  $Q_{h,nom}$  и пролета крана  $l$ .  
2. Количество кранов учитываемых в одном пролете — 2.  
3. Обозначение основных размеров приведено на рисунке 4.2

## Вертикальные нагрузки

В соответствии с [5] при расчете опорных конструкций здания необходимо учитывать эффекты динамического воздействия мостовых кранов с помощью коэффициентов динамичности  $\varphi_i$ .

Вибрационные воздействия в процессе поднятия груза учитываются коэффициентом динамичности  $\varphi_1$ , который применяется к собственному весу крана ( $Q_{c1}$  и  $Q_{c2}$ ). Величина  $\varphi_1 = 1,1$  соответствует верхнему значению вибрационных колебаний (таблица 2.4 [5]).

Динамические эффекты, возникающие в момент передачи нагрузки от земли к крану, учитываются коэффициентом  $\varphi_2$ , который применяется к весу поднимаемого груза  $Q_{h,nom}$ .

В соответствии с таблицей 2.4 [5]

$$\varphi_2 = \varphi_{2, \min} + \beta_2 v_h = 1,15 + 0,51 \cdot 0,1 = 1,20.$$

Здесь  $\varphi_{2, \min}$  и  $\beta_2$  — определяются по таблице П.14 приложения в зависимости от класса грузоподъемности;

$v_h$  — постоянная скорость подъема груза м/с.

Динамические воздействия, возникающие при перемещении мостового крана вдоль его путей учитываются коэффициентом динамичности  $\varphi_4$ , который применяется к весу крана и груза. При условии соблюдения допусков рельсовых путей, указанных в EN 1090-2, величина коэффициента  $\varphi_4 = 1,0$ .

С учетом динамических эффектов максимальная и минимальная нагрузка на одно колесо нагруженного крана (max) составляет:

— для группы нагрузок 6 (таблица 2.2 [5]):

$$\begin{aligned} Q_{r, \max} &= \varphi_4 \left[ \frac{l - e_{\min}}{l} (Q_{h, \text{nom}} + Q_{c2}) + \frac{Q_{c1}}{2} \right] \frac{1}{n_1} = \\ &= 1,0 \left[ \frac{19,5 - 1,12}{19,5} (200 + 63) + \frac{255}{2} \right] \frac{1}{2} = 187,7 \text{ кН.} \end{aligned}$$

$$Q_{r, (\max)} = \varphi_4 \left[ \frac{e_{\min}}{l} (Q_{h, \text{nom}} + Q_{c2}) + \frac{Q_{c1}}{2} \right] \frac{1}{n_1} = 1,0 \left[ \frac{1,12}{19,5} (200 + 63) + \frac{255}{2} \right] \frac{1}{2} = 71,3 \text{ кН.}$$

— для группы нагрузок 1 (таблица 2.2 [5]):

$$Q_{r,\max} = \left[ \frac{l - e_{\min}}{l} (\varphi_2 Q_{h,\text{nom}} + \varphi_1 Q_{c2}) + \frac{\varphi_1 Q_{c1}}{2} \right] \frac{1}{n_1} =$$

$$= \left[ \frac{19,5 - 1,12}{19,5} (1,2 \cdot 200 + 1,1 \cdot 63) + \frac{1,1 \cdot 255}{2} \right] \frac{1}{2} = 216 \text{ кН.}$$

$$Q_{r,(\max)} = \left[ \frac{e_{\min}}{l} (\varphi_2 Q_{h,\text{nom}} + \varphi_1 Q_{c2}) + \frac{\varphi_1 Q_{c1}}{2} \right] \frac{1}{n_1} =$$

$$= \left[ \frac{1,12}{19,5} (1,2 \cdot 200 + 1,1 \cdot 63) + \frac{1,1 \cdot 255}{2} \right] \frac{1}{2} = 79,0 \text{ кН.}$$

### Горизонтальные нагрузки

Поперечные нагрузки  $H_{T,3}$ , вызванные ускорением или торможением тележки (2.7.5, 2.11.2 [5]) равномерно распределяются между колесами крана, расположенными на одном крановом пути (см. рисунок 4.3).

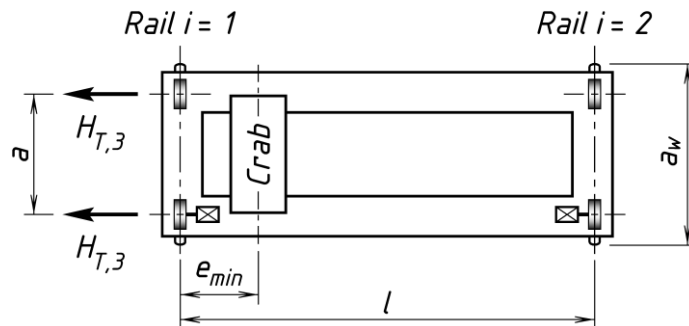


Рисунок 4.3 — Схема действия усилий при движении тележки с грузом

$$H_{T,3} = H_{B,2} \frac{1}{n_1} = 0,1 (Q_{h,\text{nom}} + Q_{c2}) \frac{1}{n_1} = 0,1 (200 + 63) \frac{1}{2} = 13,15 \text{ кН.}$$



*Нагрузки на поперечную раму при действии 6-ой группы нагрузок*

Вертикальное и горизонтальное давление на колонны при действии крановых нагрузок 6-ой группы определяется по линиям влияния опорных реакций подкрановых балок. Для одного пролета учитывается работа двух мостовых кранов, которые находятся в сближенном положении и расположены наиболее неблагоприятно относительно анализируемой рамы (см. рисунки 4.2 и 4.4).

Расчетные величины вертикальных нагрузок на колонны:

$$D_{\max,6} = \gamma_F Q_{r,\max} \sum \eta_i = 1,35 \cdot 187,7 (0,2 + 1 + 0,829 + 0,371) = 1,35 \cdot 187,7 \cdot 2,4 = 608 \text{ кН};$$

$$D_{\min,6} = \gamma_F Q_{r,(\max)} \sum \eta_i = 1,35 \cdot 71,3 \cdot 2,4 = 231 \text{ кН}.$$

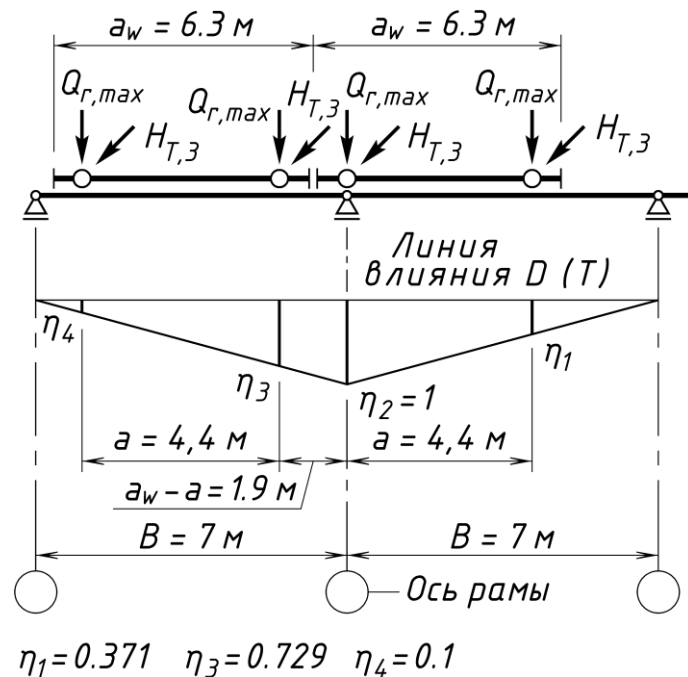


Рисунок 4.4 — Определение нагрузок на раму при неблагоприятном расположении двух сближенных кранов

Расчетная горизонтальная нагрузка на колонну рамы определяется аналогично вертикальным нагрузкам:

$$T_6 = \gamma_F H_{T,3} \sum \eta_i = 1,35 \cdot 13,15 \cdot 2,4 = 42,6 \text{ кН}.$$

С целью существенного сокращения количества нагружений статический расчет рамы выполняется только для нагрузок 6-ой группы. Для получения необходимых результатов расчета при действии 1-ой группы нагрузок допускается использовать переходной коэффициент

$$k_{GL} = \frac{Q_{r,\max(1)}}{Q_{r,\max(6)}} = \frac{216 \text{ кН}}{187,7 \text{ кН}} = 1.15,$$

где цифры в скобках указывают на группы нагрузок.

### 4.2.3 Нагрузки от веса снегового покрова

Согласно [3] характеристическое значение снеговой нагрузки на покрытие определяется по формуле:

$$s = \mu_i C_e C_t s_k,$$

где  $\mu_i$  — коэффициент формы снеговых нагрузок (при уклоне поверхности покрытия  $\alpha < 30^\circ$  принимается  $\mu_i = 0,8$ );

$C_t$  — температурный коэффициент. Используется в расчетах для снижения снеговых нагрузок на покрытия с повышенной теплопередачей. При определении снеговых нагрузок для неутепленных покрытий цехов с повышенными тепловыделениями при уклонах кровли свыше 3 % и обеспечении надлежащего отвода талой воды допускается вводить понижающий коэффициент  $C_t = 0,8$ . В остальных случаях  $C_t = 1,0$ . При этом нагрузка  $s_k$  должна составлять минимум 0,5 кПа.

$C_e$  — коэффициент окружающей среды. При выборе коэффициента учитываются условия эксплуатации сооружения. Значения коэффициента приведены в табл. 5.1 [3];

$s_k$  — характеристическое значение снеговых нагрузок на грунт определяется по формуле таблицы НП1.1 [3] (таблица П.8).

Для определения снеговой нагрузки принимаем следующие данные: условия местности обычные ( $C_e = 1$ ). Наклон покрытия  $\alpha < 30^\circ$ .

Согласно п. 5.3.2 [3] коэффициент формы снеговых нагрузок принят  $\mu_i = 0,8$ .

Согласно карте снеговых районов, приведенной на рисунке НП.1 [3] (рисунок П.1) г. Витебск расположен в снеговом районе 2а. Высота над уровнем моря — 150 м.

Характеристическое значение снеговой нагрузки на грунт определяем по формуле таблицы НП1.1 [3] (таблица П.8)

$$s_k = 1.45 + \frac{0.6(A-125)}{100} = 1.45 + \frac{0.6(150-125)}{100} = 1.6 \text{ кН/м}^2,$$

где  $A = 150$  м — высота местности над уровнем моря (принимаем согласно усредненной отметки размещения объекта, либо приведено в задании КП).

Следовательно, характеристическое значение снеговой нагрузки на покрытие составит:

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0.8 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1.6 = 1.28 \text{ кН/м}^2.$$

Расчетная снеговая нагрузка на крайнюю колонну определяется по формуле:

$$Q_s = s \cdot L/2 \cdot B \cdot \gamma_F,$$

$$Q_s = 1,28 \cdot 21/2 \cdot 7 \cdot 1,5 = 141,12 \text{ кН.}$$

#### 4.2.4 Нагрузки от давления ветра

Расчетное значение ветрового воздействия в общем случае может быть представлено выражением:

$$F_d = \gamma_f \cdot F_{rep} \text{ при } F_{rep} = \psi \cdot F_k,$$

где  $\gamma_f$  — частный коэффициент для воздействия, учитывающий возможность неблагоприятных отклонений значений воздействий от репрезентативных значений;

$F_{rep}$  — соответствующее репрезентативное значение воздействия;

$\psi$  — коэффициент, равный 1,0 либо  $\psi_0, \psi_1, \psi_2$ ;

$F_k$  — характеристическое значение воздействия.

Характеристическое значение ветровой нагрузки  $F_{w,e}$ , действующей на внешнюю (наружную) поверхность здания, согласно п. 5.3(3) [4] равно

$$F_{w,e} = c_s c_d \sum_{\text{Поверхность}} w_e A_{ref},$$

где  $c_s c_d$  — конструкционный коэффициент;

$w_e$  — внешнее (наружное) ветровое давление на отдельную поверхность на высоте  $z_e$ , определяемое по формуле:

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe},$$

здесь  $q_p(z_e)$  — пиковое значение скоростного напора ветра;

$z_e$  — базовая высота для внешнего давления;

$c_{pe}$  — аэродинамический коэффициент внешнего давления, определяемый по разделу 7 [4];

$A_{ref}$  — базовая площадь отдельной поверхности конструкции или конструктивного элемента.

Пиковое значение скоростного напора  $q_p(z)$  на высоте  $z$ , включает средние и пульсационные изменения скорости:

$$q_p(z) = [1 + 7I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \rho \cdot v_m^2(z) = c_e(z) \cdot q_b,$$

где  $I_v(z)$  — интенсивность турбулентности на высоте  $z$ :

$$I_v(z) = \frac{k_i}{c_o(z) \cdot \ln(z/z_0)} \text{ при } z_{\min} \leq z \leq z_{\max};$$
$$I_v(z) = I_v(z_{\min}) \text{ при } z \leq z_{\min},$$

здесь  $k_i$  — коэффициент турбулентности, рекомендуемое значение  $k_i = 1,0$ ;

$c_o$  — орографический коэффициент;

$z_0$  — параметр шероховатости;

$\rho$  — плотность воздуха, определяемая в зависимости от высотной отметки местности, температуры и барометрического давления в соответствующем регионе при штормовом ветре (рекомендуемое значение  $\rho = 1,25 \text{ кг/м}^3$ ).

$v_m(z)$  — средняя скорость ветра на высоте  $z$  над уровнем земли:

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_o(z) \cdot v_b,$$

где  $c_r(z)$  — коэффициент, учитывающий тип местности;

$c_e(z)$  — коэффициент экспозиции, учитывающий изменение скоростного напора по высоте, который допускается определять по графику рисунок 4.2 [4];

$v_b$  — базовое значение скорости ветра;

$q_b$  — базовое значение скоростного напора ветра.

Определим требуемые расчетные параметры для рассматриваемого примера. Базовое значение скорости ветра  $v_b$ :

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 23 = 23 \text{ (м/с)},$$

где  $c_{dir} = 1,0$  — рекомендуемое значение в случае отсутствия данных о расположении сооружения по розе ветров);

$c_{season} = 1,0$  — для капитальных зданий;

$v_{b,0} = 23 \text{ м/с}$  — для климатических условий г. Витебска.

Для наветренных вертикальных стен прямоугольных в плане зданий (зона  $D$  на рисунке 3 п. 7.2.2 [4]) наружные давления по высоте здания допускается устанавливать дифференцированно согласно рисунку 2 п. 7.2.2 [4]. Принимается, что давление в горизонтальных полосах по высоте распределено равномерно. В качестве базовой высоты  $z_e$  для скоростного напора рассматриваемой полосы применяют высоту до его верхней отметки.

Дифференцирование осуществляется в зависимости от отношения высоты здания к его ширине  $h/b$  следующим образом:

- для зданий с  $h \leq b$  принимается одна полоса высотой  $h$ ;
- для зданий с  $b < h \leq 2 \cdot b$  принимается нижняя полоса высотой  $b$ , а также верхняя полоса высотой  $(h - b)$ ;
- для зданий с  $h > 2 \cdot b$  принимается нижняя полоса высотой  $b$ , а также верхняя полоса высотой  $b$ , находящаяся между отметками  $(h - b)$  и  $h$ . Промежуточная зона подразделяется на соответствующее число дополнительных полос высотой  $h_{strip}$ .

Таким образом, в рассматриваемом примере при  $h = 12,6$  м и  $b = 56$  м, будет выполняться первое условие  $h < b$  (см. рисунок 4.5).

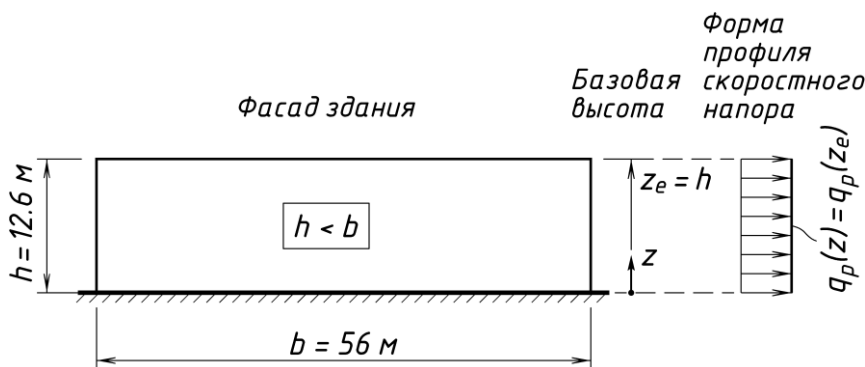


Рисунок 4.5 — К определению базовой высоты  $z_e$

Определим пиковые значения скоростного напора с использованием значений средней скорости ветра и интенсивности турбулентности.

Коэффициент местности  $k_r$  будет равен:

$$k_r = 0,19 \left( \frac{z_0}{z_{0,II}} \right)^{0,07} = 0,19 \left( \frac{0,3}{0,05} \right)^{0,07} = 0,215,$$

где  $z_{0,II} = 0,05$  м для типа местности II по табл. 4.1II [4];

$z_0 = 0,3$  м для типа местности III табл. 4.1 [4].

Коэффициент, учитывающий тип местности:

$$c_r(12,6) = k_r \cdot \ln \left( \frac{z}{z_0} \right) = 0,215 \cdot \ln \left( \frac{12,6}{0,3} \right) = 0,804,$$

при  $z_{\min} = 5 \text{ м} \leq z = 12,6 \text{ м} \leq z_{\max} = 200 \text{ м}$ ;

где  $z_{\min} = 5$  м и  $z_{\max} = 200$  м приняты согласно табл. 4.1 [4].

Среднюю скорость ветра определим из базового значения скорости с учетом типа местности и орографии:

$$v_m(12,6) = c_r(12,6) \cdot c_o(12,6) \cdot v_b = 0,804 \cdot 1,0 \cdot 23 = 18,49 \text{ (м/с)},$$

где  $c_o(z) = 1,0$ , т.к. средний уклон местности с наветренной стороны менее  $3^\circ$ .

Интенсивность турбулентности:

$$I_v(12,6) = \frac{k_i}{c_o(12,6) \cdot \ln(z/z_0)} = \frac{1,0}{1,0 \cdot \ln(12,6/0,3)} = 0,268,$$

при  $z_{\text{мин}} = 5 \text{ м} \leq z = 16,8 \text{ (31,0) м} \leq z_{\text{макс}} = 200 \text{ м}$ .

Пиковое значение скоростного напора  $q_p(z)$  будет равно:

$$q_p(12,6) = [1 + 7I_v(12,6)] \cdot \frac{1}{2} \rho \cdot v_m^2(12,6) =$$

$$= [1 + 7 \cdot 0,268] \cdot \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 18,49^2 = 615 \text{ (Н/м}^2\text{)} = 0,615 \text{ (кПа)},$$

Определим значения аэродинамических коэффициентов внешнего давления  $c_{pe}$ , приведенных в разделе 7 [4]. При  $b = 56 \text{ м}$ ,  $d = 41 \text{ м}$  и  $h = 12,6 \text{ м}$ , значение  $e = \min(b, 2h) = 25,2 \text{ м}$ . Распределение давления для вертикальных стен рассматриваемого здания представлено на рисунке 4.6.

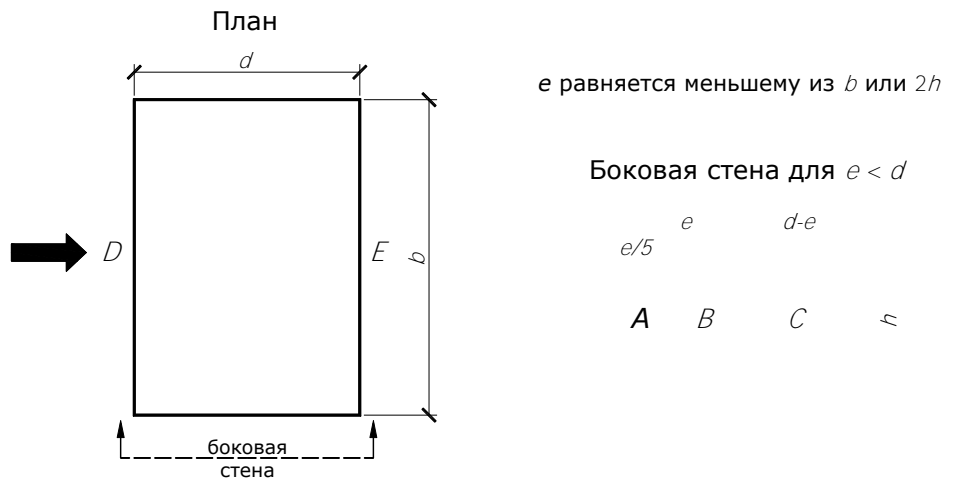


Рисунок 4.6 — Распределение давления для вертикальных стен

При  $h/d = 12,6/42 = 0,3$  выполним интерполяцию значений  $c_{pe,10}$ , используемых для расчета конструкций здания:

— зона D:  $c_{pe,10} = +0,707$ ;

— зона E:  $c_{pe,10} = -0,313$ .

Таблица 4.3 — Ветровое давление и погонная ветровая нагрузка на вертикальные стены здания

Зона	$q_p(z_e)$ , кПа	$c_{pe}$	Внешнее ветровое давление $w_e$ , кПа	Погонная нагрузка на поперечную раму, кН/м	
				характеристическое значение	расчетное значение ( $\gamma_f = 1,5$ )
D	0,615	+0,707	0,435	3,044	4,565
E	0,615	—0,313	-0,193	-1,351	-2,027

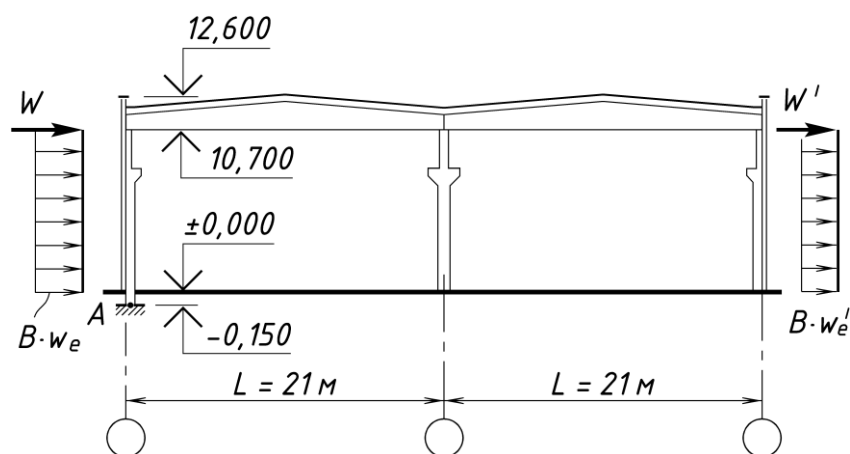


Рисунок 4.7 — Приложение ветровой нагрузки на раму

Сосредоточенная сила, действующая на раму с наветренной стороны определяется от нагрузки, приходящейся на конструкции, расположенные выше уровня оголовка колонны и прикладывается на этом уровне.

Момент в заделке колонны от действия фактического ветрового давления в уровне шатра и сосредоточенная сила составят

$$M_A = 4,565 \cdot (12,6 - 10,7) \cdot \left( \frac{12,6 - 10,7}{2} + 10,7 + 0,15 \right) = 102,35 \text{ кНм},$$

$$W = \frac{M_A}{h} = \frac{102,35}{(10,7 + 0,15)} = 9,433 \text{ кН}.$$

Сосредоточенная сила, действующая на раму с заветренной стороны:

$$W' = \frac{2,027}{4,565} \cdot 9,433 = 4,189 \text{ кН}.$$

#### 4.2.5 Учет геометрических несовершенств

Согласно п. 5.2 [6] при расчете железобетонных элементов и конструкций необходимо учитывать неблагоприятные эффекты от возможных отклонений в геометрии конструкций и в расположении нагрузок.

Несовершенства необходимо учитывать при проверке предельных состояний по несущей способности при постоянных и особых расчетных ситуациях.

На элементы с продольным сжатием, а также конструкции с вертикальной нагрузкой, располагаемые преимущественно в зданиях, распространяются следующие правила. Численные значения относятся к нормальным отклонениям в производстве строительных работ (класс 1 в ENV 13670).

Несовершенства могут быть представлены углом наклона  $\theta_i$ , который определяется следующим образом:

$$\theta_i = \theta_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m,$$

где  $\theta_0$  — основное базовое значение;

$\alpha_h$  — понижающий коэффициент для длины или высоты:

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{l}}; 2/3 \leq \alpha_h \leq 1;$$

$\alpha_m$  — понижающий коэффициент для количества элементов  $m$ :

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 \cdot \left(1 + \frac{1}{m}\right)},$$

здесь  $l$  — длина или высота, м, см. (6);

$m$  — количество вертикальных конструктивных элементов, вносящих вклад в общий эффект.

*Примечание.* Значение  $\theta_0$  может быть принято из национального приложения. Рекомендуемое значение — 1/200.

Принимаем основное базовое значение геометрического несовершенства равным  $\theta_0 = \frac{1}{200}$ .

Определяем значение понижающего коэффициента для длины

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{l}} = \frac{2}{\sqrt{10.7}} = 0,611.$$

Поскольку полученное значение больше 2/3, принимаем  $\alpha_h = \frac{2}{3}$ .



Определяем значение понижающего коэффициента для количества элементов

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 \cdot \left(1 + \frac{1}{m}\right)} = \sqrt{0,5 \cdot \left(1 + \frac{1}{3}\right)} = 0,816.$$

Тогда геометрические несовершенства могут быть представлены углом наклона

$$\theta_i = \theta_0 \alpha_h \alpha_m = \frac{1}{200} \cdot \frac{2}{3} \cdot 0,816 = \frac{1}{367}.$$

Влияние геометрических несовершенств учитываем при составлении расчетной схемы рамы путем наклона стоек на угол, тангенс которого равен  $\theta_i$ .

### 4.3 Статический расчет рамы на отдельные нагружения

Заполняются таблицы исходных данных (табл. 4.4) и вводятся в ЭВМ с клавиатуры в режиме диалога в технической системе единиц (м, мм, кН, МПа), формируется и распечатывается для проверки протокольный файл (табл. 4.5) с использованием рекомендаций [11].

Затем выполняется статический расчет рамы с определением усилий в расчетных сечениях крайней или средней колонны от отдельных нагружений. Пример результатов расчета приведен в таблице 4.6.

Таблица 4.4 — Исходные данные для статического расчета поперечной рамы здания

	—	Шифр расчета (две латинские буквы)	
	—	Фамилия и инициалы (кириллицей)	
	—	Номер группы	
	—	Количество пролетов	
	м	Размер пролета в осях $L$	
	м	Расстояние от обреза фундамента до верха консоли $H_H$	
	м	Высота надкрановой части колонны $H_B$	
	м	Высота подкрановой балки $H_{ПБ}$	
	мм	Привязка крайней колонны (0 или 250 мм)	
1/	—	Значение для учета геометрических несовершенств	
	МПа	Модуль упругости бетона колонн $E_{cm}$	
	—	Код сечения подкрановой части <b>крайней</b> колонны: 0 — сплошное прямоугольное; 5 — сквозное	
	мм	Ширина и высота сечения, высота сечения ветви <sup>1</sup> подкрановой части крайней колонны	
	мм	Высота сечения надкрановой части крайней колонны	
	—	<sup>2</sup> Код сечения подкрановой части <b>средней</b> колонны: 0 — сплошное прямоугольное; 5 — сквозное	
	мм	<sup>2</sup> Ширина и высота сечения, высота сечения ветви <sup>1</sup> подкрановой части средней колонны	
	мм	<sup>2</sup> Высота сечения надкрановой части средней колонны	
	кН	Нагрузка на крайнюю колонну от собственного веса покрытия $G_1$	
	м	Эксцентриситет приложения нагрузки от собственного веса покрытия относительно оси надкрановой части $e_1$	
	кН	<sup>3</sup> Нагрузка от собственного веса парапетных панелей $G_3$	
	кН	<sup>3</sup> Нагрузка от собственного веса стеновых панелей $G_4$	
	мм	Толщина стеновых панелей $t_w$	
	кН	Нагрузка от собственного веса подкрановой балки $G_2$	
	кН	Нагрузка на крайнюю колонну от веса снегового покрова $Q_s$	
	кН	кН/м	Сосредоточенная и распределенная <i>активная</i> нагрузка от давления ветра $W$ и $B \cdot w_e$
	кН	кН/м	Сосредоточенная и распределенная <i>пассивная</i> нагрузка от давления ветра $W'$ и $B \cdot w'_e$
	кН	Вертикальная крановая нагрузка $D_{\max,6}$ и $D_{\min,6}$	
	кН	Нагрузка от торможения тележки крана $T_6$	
	—	Код колонны, рассчитываемой по заданию на проект: $K$ — крайняя колонна, $S$ — средняя колонна	

<sup>1</sup> Для колонны сквозного сечения.

<sup>2</sup> В случае однопролетного здания не заполняется.

<sup>3</sup> В случае самонесущих кирпичных стен данную нагрузку принять равной 0,01 кН

## Таблица 4.5 — Распечатка исходных данных для статического расчета рамы

Кафедра "Железобетонные и каменные конструкции"

Статический расчет одноэтажной рамы по КП

"Одноэтажное производственное здание"

Ivanov A.B. 11201xxx (шифр расчета – AI)

\*\*\* Общие данные по расчету \*\*\*

2 – Количество пролетов  
 21.000 – Размер пролета в осях, м  
 7.120 – Расстояние от обреза фундамента до верха консоли, м  
 3.670 – Высота надкрановой части колонны, м  
 1.000 – Высота подкрановой балки, м  
 0 – Привязка крайней колонны, мм  
 27900 – Модуль упругости бетона колонн, МПа

\*\*\* Форма и размеры сечения колонн, мм \*\*\*

0 – Код сечения подкрановой части КРАЙНЕЙ колонны – сплошное (прямоугольное)  
 400 600 – Ширина и высота сечения подкрановой части  
 400 – Высота сечения надкрановой части  
 0 – Код сечения подкрановой части СРЕДНЕЙ колонны – сплошное (прямоугольное)  
 400 800 – Ширина и высота сечения подкрановой части  
 600 – Высота сечения надкрановой части

\*\*\* Расчетные нагрузки \*\*\*

49.68 – Расчетная нагрузка от собственного веса подкрановой части КРАЙНЕЙ колонны, кН  
 16.17 – Расчетная нагрузка от собственного веса надкрановой части КРАЙНЕЙ колонны, кН  
 69.99 – Расчетная нагрузка от собственного веса подкрановой части СРЕДНЕЙ колонны, кН  
 24.25 – Расчетная нагрузка от собственного веса надкрановой части СРЕДНЕЙ колонны, кН  
 329.918 – Расчетная нагрузка на крайнюю колонну от собственного веса покрытия, кН  
 -0.025 – Эксцентриситет ее приложения относительно оси надкрановой части, м  
 64.638 – Расчетная нагрузка от собственного веса парпетных панелей, кН  
 72.718 – Расчетная нагрузка от собственного веса перемычных панелей, кН  
 300. – Толщина стеновых панелей, мм  
 76.56 – Расчетная нагрузка от собственного веса подкрановой балки, кН  
 0.450 – Эксцентриситет ее приложения относит. оси подкрановой части крайней колонны, м  
 125.685 – Расчетная нагрузка на крайнюю колонну от веса снегового покрова, кН  
 2.433 – Сосредоточенная активная расчетная нагрузка от давления ветра  $W$ , кН  
 1.051 – Распределенная активная расчетная нагрузка от давления ветра  $q_w$ , кН/м  
 1.825 – Сосредоточенная пассивная расчетная нагрузка от давления ветра  $W'$ , кН  
 0.788 – Распределенная пассивная расчетная нагрузка от давления ветра  $q'_w$ , кН/м  
 523.260 229.653 – Расчетная крановая нагрузка ( $D_{\max}$   $D_{\min}$ ), кН  
 22.487 – Расчетная нагрузка от торможения тележки крана, кН  
 К – крайняя колонна

Таблица 4.6 — Пример результатов статического расчета. Усилия в элементах

Единицы измерения усилий: кН  
Единицы измерения моментов: кН\*м

Разработан SCAD Group (Украина, Киев)  
Tue Feb 20 18:11:25 2017 Ivanov основная схема 6.0001

У С И Л И Я /НАПРЯЖЕНИЯ/ В ЭЛЕМЕНТАХ									
2_	1-1	1-2	1-3	3-1	3-2	3-3	4-1	4-2	4-3
	1	1	1	3	3	3	4	4	4
	2	2	2	4	4	4	5	5	5
1 - ( постоянные нагрузки - собственный вес )									
N	-589.612	-565.262	-540.912	-387.009	-384.867	-382.726	-382.714	-376.933	-371.151
M	31.7226	-1.60361	-34.9298	2.85424	-1.80677	-6.46778	-6.46778	-19.0525	-31.6372
Q	-9.32202	-9.32202	-9.32202	-9.32202	-9.32202	-9.32202	-9.32202	-9.32202	-9.32202
2 - ( нагрузка от веса снегового покрова )									
N	-129.786	-129.786	-129.786	-129.786	-129.786	-129.786	-129.786	-129.786	-129.786
M	5.17601	-1.87571	-8.92744	4.05118	3.06492	2.07867	2.07867	-.584219	-3.24711
Q	-1.97251	-1.97251	-1.97251	-1.97251	-1.97251	-1.97251	-1.97251	-1.97251	-1.97251
3 - ( ветровая нагрузка - ветер слева )									
M	37.609	11.0568	-1.57836	-1.57836	-2.2362	-2.6218	-2.6218	-2.30317	
Q	-9.36581	-5.47685	-1.58789	-1.5868	-1.04289	-.498988	-.496048	.97251	2.44106
4 - ( ветровая нагрузка - ветер справа )									
M	-32.8736	-11.4537	-.440141	-.440142	.27072	.778025	.778022	1.13097	
Q	7.4412	4.53324	1.62528	1.62446	1.21776	.811052	.808854	-.289256	-1.38736
5 - ( Dmax слева в 1-м пролете )									
N	-540.334	-540.334	-540.334						
M	-41.0573	52.5872	146.231	-96.9188	-83.8217	-70.7245	-70.7245	-35.3622	
Q	26.1942	26.1942	26.1942	26.1942	26.1942	26.1942	26.1942	26.1942	26.1942
6 - ( Dmax справа в 1-м пролете )									
N	-237.146	-237.146	-237.146						
M	-77.4605	-16.7766	43.9073	-62.8058	-54.3185	-45.8312	-45.8312	-22.9156	
Q	16.9745	16.9745	16.9745	16.9745	16.9745	16.9745	16.9745	16.9745	16.9745
7 - ( Dmax слева во 2-м пролете )									
M	41.3249	27.7086	14.0923	14.0923	12.1879	10.2836	10.2836	5.1418	
Q	-3.80874	-3.80874	-3.80874	-3.80874	-3.80874	-3.80874	-3.80874	-3.80874	-3.80874
8 - ( Dmax справа во 2-м пролете )									
M	-41.2753	-27.6754	-14.0754	-14.0754	-12.1733	-10.2712	-10.2712	-5.13564	
Q	3.80418	3.80418	3.80418	3.80418	3.80418	3.80418	3.80418	3.80418	3.80418
9 - ( Dmax слева в 3-м пролете )									
M	54.9243	36.8271	18.7299	18.7299	16.1988	13.6678	13.6678	6.8339	
Q	-5.06215	-5.06215	-5.06215	-5.06215	-5.06215	-5.06215	-5.06215	-5.06215	-5.06215
10 - ( Dmax справа в 3-м пролете )									
M	-10.2291	-6.85872	-3.48828	-3.48828	-3.01689	-2.5455	-2.5455	-1.27275	
Q	.94278	.94278	.94278	.94278	.94278	.94278	.94278	.94278	.94278
11 - ( T , приложенная к левой крайней колонне )									
M	-59.347	-20.1649	19.0171	19.0171	24.4971	29.9771	29.9771	14.9885	
Q	10.96	10.96	10.96	10.96	10.96	10.96	-11.1026	-11.1026	-11.1026
12 - ( T справа в 1-м пролете )									
M	-20.992	-14.0753	-7.15859	-7.15859	-6.19121	-5.22383	-5.22383	-2.61191	
Q	1.93475	1.93475	1.93475	1.93475	1.93475	1.93475	1.93475	1.93475	1.93475
13 - ( T слева во 2-м пролете )									
M	-20.992	-14.0753	-7.15859	-7.15859	-6.19121	-5.22383	-5.22383	-2.61191	
Q	1.93475	1.93475	1.93475	1.93475	1.93475	1.93475	1.93475	1.93475	1.93475
14 - ( T справа во 2-м пролете )									
M	-20.9822	-14.0687	-7.15524	-7.15524	-6.18831	-5.22139	-5.22139	-2.61069	
Q	1.93385	1.93385	1.93385	1.93385	1.93385	1.93385	1.93385	1.93385	1.93385
15 - ( T слева в 3-м пролете )									
M	-20.9822	-14.0687	-7.15524	-7.15524	-6.18831	-5.22139	-5.22139	-2.61069	
Q	1.93385	1.93385	1.93385	1.93385	1.93385	1.93385	1.93385	1.93385	1.93385
16 - ( T , приложенная к правой крайней колонне )									
M	-20.3378	-13.6366	-6.93548	-6.93548	-5.99825	-5.06103	-5.06103	-2.53051	
Q	1.87445	1.87445	1.87445	1.87445	1.87445	1.87445	1.87445	1.87445	1.87445

## ЛИТЕРАТУРА

1. Еврокод. Основы проектирования строительных конструкций: ТКП EN 1990-2011\* (02250) / М-во архитектуры и строительства Республики Беларусь. — Минск, 2015. — 86 с.
2. Еврокод 1. Воздействия на конструкции. Часть 1-1. Общие воздействия. Объемный вес, собственный вес, функциональные нагрузки для зданий: ТКП EN 1991-1-1-2016 (33020) / М-во архитектуры и строительства Республики Беларусь. — Минск, 2016. — 38 с.
3. Еврокод 1. Воздействия на конструкции. Часть 1-3. Общие воздействия. Снеговые нагрузки: ТКП EN 1991-1-3-2009 (02250) / М-во архитектуры и строительства Республики Беларусь. — Минск, 2009. — 40 с. — С изм. 1, 2.
4. Еврокод 1. Воздействия на конструкции. Часть 1-4. Общие воздействия. Снеговые нагрузки: ТКП EN 1991-1-4-2009 (02250) / М-во архитектуры и строительства Республики Беларусь. — Минск, 2009. — 40 с. — С изм. 1, 2.
5. Еврокод 1. Воздействия на конструкции. Часть 3. Воздействия, вызванные кранами и механическим оборудованием: ТКП EN 1991-3-2009 (02250) / М-во архитектуры и строительства Республики Беларусь. — Минск, 2009. — 73 с.
6. Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий: ТКП EN 1992-1-1-2009\* (02250). Еврокод 2 / М-во архитектуры и строительства Республики Беларусь. — Минск, 2015. — 205 с.
7. Проектирование железобетонных конструкций: Справочное пособие / А. Б. Голышев и др. — 2-е изд., перераб. и доп. — Киев: Будівельник, 1990. — 544 с.
8. Железобетонные конструкции. Основы теории расчета и конструирования: учебное пособие для студентов строительных специальностей / под ред. Т. М. Пецоляда и В. В. Тура. — Брест, БрГТУ, 2003. — 380 с.
9. Изделия бетонные и железобетонные сборные. Общие требования: СТБ EN 13369-2012 / Госстандарт. — Минск, 2013. — 57 с.
10. Арматура ненапрягаемая для железобетонных конструкций. Технические условия: СТБ 1704-2012 / Госстандарт. — Минск, 2012. — 16 с.
11. Рак Н. А., Смех В. И., Щербак С. Б. Методические указания по расчету рам каркасов промышленных зданий на ЭВМ при выполнении курсового проекта по дисциплине «Железобетонные и каменные конструкции» для студентов специальности Т19.01.00 «Промышленное и гражданское строительство». — Мн.: БПИ, 1997. — 31 с.
12. Шерешевский И. А. Конструирование промышленных зданий и сооружений. — Л., Стройиздат, 1980. — 168 с.
13. Кутухтин Е. Г., Коробков В. А. Конструкции промышленных и сельскохозяйственных зданий и сооружений. — М., Стройиздат, 1995. — 272 с.

## ПРИЛОЖЕНИЕ

Таблица П.1 — Классы условий эксплуатации конструкций и индикативные классы бетона по прочности на сжатие (по данным табл. 4.1N [4])

Класс	Описание окружающей среды	Справочные примеры для определения классов условий эксплуатации	Индикативный класс бетона по прочности на сжатие
<b>Отсутствие риска коррозии и химического воздействия</b>			
X0	Для бетона без арматуры или заделанного металла: все условия за исключением замораживания-оттаивания, износа (истирания) или химического воздействия. Для бетона с арматурой или заделанным металлом: очень сухо	Бетон внутри зданий с очень низкой влажностью воздуха	C <sup>12</sup> / <sub>15</sub>
<b>Коррозия, вызванная карбонизацией</b>			
XC1	Сухо или постоянно влажно	Бетон внутри зданий с низкой влажностью. Бетон, постоянно погруженный в воду	C <sup>20</sup> / <sub>25</sub>
XC2	Влажно, редко сухо	Поверхности бетона, длительное время смоченные водой. Большинство фундаментов	C <sup>25</sup> / <sub>30</sub>
XC3	Средняя влажность	Бетон в помещениях с обильной или высокой влажностью воздуха. Бетон, защищенный от дождя на открытом воздухе	C <sup>30</sup> / <sub>37</sub>
XC4	Попеременно влажно и сухое	Поверхности бетона, смоченные водой, которые не вошли в класс XC2	C <sup>30</sup> / <sub>37</sub>

Таблица П.2 — Минимальная толщина защитного слоя из условия обеспечения долговечности  $c_{min,dur}$ , мм (по данным табл. 4.4N, 4.5N [4])

Вид арматуры	Класс условий эксплуатации (табл. 4.1N [4])			
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4
Арматурная сталь по СТБ EN 10080-2011	10	15	25	30
Напрягаемая сталь	10	25	35	40

Таблица П.3 — Сортамент арматурных стержней по СТБ 1704-2012

Номинальный диаметр, мм	Площадь поперечного сечения (мм <sup>2</sup> ) при числе стержней									Масса 1 м, кг	Выпускаемые диаметры для сталей класса		
	1	2	3	4	5	6	7	8	9		S500 с профилем по рисункам		
											1 и 4	2	3
4	12,6	25	38	50	63	76	88	101	113	0,090		+	+
5	19,6	39	59	79	98	118	137	157	177	0,139		+	+
5,5	23,8	47,6	71,4	95,2	119	142,8	166,6	190,4	214,2	0,187		+	
6	28,3	57	85	113	142	170	198	226	255	0,222	+	+	+
8	50,3	101	151	201	251	302	352	402	453	0,395	+	+	+
10	78,5	157	236	314	393	471	550	628	707	0,617	+	+	+
12	113,1	226	339	452	565	679	792	905	1018	0,888	+	+	+
14	154	308	462	616	769	923	1077	1231	1385	1,208	+	+	
16	201	402	603	804	1005	1206	1407	1608	1810	1,578	+	+	
20	314	628	941	1256	1571	1885	2199	2514	2828	2,466	+		
25	491	982	1473	1963	2454	2945	3436	3927	4418	3,853	+		
28	616	1232	1847	2463	3079	3695	4310	4926	5542	4,834	+		
32	804	1608	2413	3217	4021	4825	5630	6434	7238	6,313	+		
40	1256	2513	3770	5026	6283	7540	8796	10053	11309	9,864	+		

Таблица П.4 — Прочностные и деформационные характеристики бетона (по данным таблицы 3.1 [4])

Классы прочности бетона											Аналитическая зависимость / пояснение
$f_{ck}$ , МПа	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	—
$f_{ck,cube}$ , МПа	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	—
$f_{cm}$ , МПа	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	$f_{cm} = f_{ck} + 8$
$f_{ctm}$ , МПа	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	$f_{ctm} = 0,30 f_{ck}^{2/3}$
$f_{ctk,0,05}$ , МПа	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	$f_{ctk,0,05} = 0,7 f_{ctm}$ , Квантиль 5%
$f_{ctk,0,95}$ , МПа	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	$f_{ctk,0,95} = 1,3 f_{ctm}$ , Квантиль 95%
$E_{cm}$ , МПа	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	$E_{cm} = 22 \cdot [f_{cm}/10]^{0,3}$ , $f_{cm}$ в МПа
$\varepsilon_{c1}$ , ‰	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,25	2,3	2,4	2,45	2,5	
$\varepsilon_{cu1}$ , ‰	3,5									3,2	
$\varepsilon_{c2}$ , ‰	2,0									2,2	
$\varepsilon_{cu2}$ , ‰	3,5									3,1	
$n$	2,0									1,75	
$\varepsilon_{c3}$ , ‰	1,75									1,8	
$\varepsilon_{cu3}$ , ‰	3,5									3,1	

Таблица П.5 — Значения параметров напряженно-деформированного состояния сечения при расчете элементов прямоугольного сечения по упрощенному методу с использованием линейно-параболической диаграммы деформирования бетона

Область деформирования	Расчетный параметр	Коэффициенты				Относительные деформации, ‰	
		$\xi = \frac{x}{d}$	$\alpha_c$	$\eta = \frac{z}{d}$	$\alpha_m$	$\varepsilon_c (+)$	$\varepsilon_c (-)$
1		2	3	4	5	6	7
Область 1а		0,01	0,001	0,997	0,001	0,10	10,0
		0,02	0,002	0,993	0,002	0,20	
		0,03	0,004	0,990	0,004	0,31	
		0,04	0,008	0,986	0,008	0,42	
		0,05	0,012	0,983	0,012	0,53	
		0,06	0,017	0,979	0,017	0,64	
		0,07	0,023	0,976	0,022	0,75	
		0,08	0,030	0,972	0,029	0,87	
		0,09	0,037	0,969	0,036	0,99	
		0,10	0,045	0,965	0,044	1,11	
		0,11	0,054	0,961	0,052	1,24	
		0,12	0,063	0,957	0,061	1,36	
		0,13	0,073	0,953	0,070	1,49	
		0,14	0,083	0,949	0,079	1,63	
		0,15	0,093	0,945	0,088	1,76	
		0,16	0,104	0,940	0,098	1,90	
Верхний предел для области 1а		0,167	0,111	0,938	0,104	2,00	10,0
Область 1б		0,18	0,125	0,931	0,117	2,20	10,0
		0,20	0,147	0,922	0,135	2,50	
		0,22	0,168	0,912	0,153	2,82	
		0,24	0,189	0,902	0,171	3,16	
Верхний предел для области 1б		0,259	0,211	0,892	0,187	3,50	10,0
Область 2		0,26	0,212	0,892	0,188	3,50	9,96
		0,28	0,227	0,884	0,200		9,00
		0,30	0,243	0,875	0,213		8,17
		0,32	0,259	0,867	0,225		7,44
		0,34	0,275	0,859	0,236		6,79
		0,36	0,291	0,850	0,248		6,22
		0,38	0,308	0,842	0,259		5,71
		0,40	0,324	0,834	0,270		5,25
		0,42	0,340	0,825	0,281		4,83
		0,44	0,356	0,817	0,291		4,45
		0,46	0,372	0,809	0,301		4,11
		0,48	0,388	0,800	0,311		3,79
		0,50	0,405	0,792	0,321		3,50
		0,52	0,421	0,784	0,330		3,23
		0,54	0,437	0,775	0,339		2,98
		0,56	0,453	0,767	0,348		2,75
		0,58	0,470	0,759	0,356		2,53
	0,60	0,486	0,750	0,364	2,33		
$\xi_{lim}$ при $f_{yd} = 435$ МПа		0,617	0,499	0,743	0,371	3,50	2,175



Продолжение таблицы П.5

1	2	3	4	5	6	7
Область 3а	0,62	0,502	0,742	0,372	3,50	2,15
	0,64	0,518	0,734	0,380		1,97
	0,66	0,534	0,725	0,388		1,80
	0,68	0,550	0,717	0,395		1,65
	0,70	0,567	0,709	0,402		1,50
	0,72	0,583	0,701	0,408		1,36
	0,74	0,599	0,692	0,415		1,23
	0,76	0,615	0,684	0,421		1,11
	0,77	0,623	0,680	0,424		1,045
	0,78	0,631	0,676	0,427		0,99
	0,80	0,648	0,667	0,432		0,87
	0,82	0,664	0,659	0,437		0,77
	0,84	0,680	0,651	0,442		0,67
	0,86	0,696	0,642	0,447		0,57
Область 3а	0,88	0,712	0,634	0,452	3,50	0,48
	0,90	0,729	0,626	0,456		0,39
	0,92	0,745	0,617	0,460		0,30
	0,94	0,761	0,609	0,463		0,22
	0,96	0,777	0,601	0,467		0,15
	0,98	0,793	0,592	0,470		0,07
	1,00	0,810	0,584	0,473		0,00
Область 3б	1,02	0,826	0,576	0,476	3,50	—0,07
	1,04	0,842	0,568	0,478		—0,13
	1,06	0,858	0,560	0,480		—0,20
	1,08	0,874	0,550	0,481		—0,26
	1,10	0,890	0,543	0,483		—0,32
Область 4 при $\beta_h = 1,10$	1,20	0,944	0,515	0,486	3,59	—0,55
	1,40	1,004	0,488	0,490	3,03	—0,86
	1,60	1,035	0,474	0,491	2,84	—1,06
	1,80	1,053	0,467	0,492	2,70	—1,20
	2,00	1,065	0,463	0,493	2,62	—1,31
	2,20	1,072	0,460	0,493	2,55	—1,39
	2,40	1,078	0,458	0,494	2,49	—1,45
	2,60	1,082	0,456	0,494	2,44	—1,50
	2,80	1,085	0,455	0,494	2,40	—1,54
	3,00	1,087	0,454	0,494	2,37	—1,58
	3,20	1,089	0,454	0,494	2,35	—1,61
	3,40	1,090	0,453	0,494	2,32	—1,64
	3,60	1,092	0,453	0,495	2,30	—1,66
	3,80	1,093	0,453	0,495	2,28	—1,68
	4,00	1,093	0,453	0,495	2,27	—1,70
	5,00	1,096	0,452	0,495	2,21	—1,77
6,00	1,097	0,451	0,495	2,17	—1,81	
8,00	1,099	0,450	0,495	2,13	—1,86	
10,00	1,099	0,450	0,495	2,10	—1,89	
$\infty$	1,100	0,450	0,495	2,00	—2,00	

Таблица П.6 — Основные зависимости для расчета сопротивления железобетонных элементов прямоугольного сечения по упрощенному методу с использованием линейно-параболической диаграммы деформирования бетона (класс по прочности на сжатие не выше C<sup>50/60</sup>)

Область деформирования, соответствующая эпюре деформаций и эпюре напряжений	Диапазон изменения относительной высоты сжатой зоны $\xi$	Относительная деформация крайнего сжатого волокна бетона, $\varepsilon_{cc}$ , ‰	Напряжения $\sigma_c$ крайнего сжатого волокна, при $\varepsilon_{cc}$ в ‰, МПа	Относительная деформация растянутой арматуры, $\varepsilon_{s1}$ в ‰	Относительная деформация сжатой арматуры, $\varepsilon_{s2}$ в ‰
1a	$\xi \leq \frac{1}{6}$	$10 \frac{\xi}{1-\xi}$	$f_{cd} \cdot \varepsilon_c \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{4}\right)$	10	$10 \frac{\xi - c_1/d}{1-\xi}$
1б	$\frac{1}{6} < \xi \leq \frac{7}{27}$	$10 \frac{\xi}{1-\xi}$	$f_{cd}$	10	$10 \frac{\xi - c_1/d}{1-\xi}$
2	$\frac{7}{27} < \xi \leq \frac{7}{2\varepsilon_{sy} + 7}$	3,5	$f_{cd}$	$3,5 \frac{1-\xi}{\xi}$	$3,5 \frac{\xi - c_1/d}{\xi}$
3	$\frac{7}{2\varepsilon_{sy} + 7} < \xi \leq \beta_h$	3,5	$f_{cd}$	$3,5 \frac{1-\xi}{\xi}$	$3,5 \frac{\xi - c_1/d}{\xi}$
4	$\xi > \beta_h$	$\frac{14\xi}{7\xi - 3\beta_h}$	$f_{cd}$	$\frac{14(\xi-1)}{7\xi - 3\beta_h}$	$\frac{14\left(\xi - \frac{c_1}{d}\right)}{7\xi - 3\beta_h}$

Окончание таблицы П.6

Область деформирования, соответствующая эпюре деформаций и эпюре напряжений	Параметры усилия в бетоне сжатой зоны			
	Коэффициент полноты эпюры напряжений $\omega_c$	Относительное усилие $\alpha_c = \omega_c \cdot \xi = \frac{F_{cc}}{f_{cd} \cdot b \cdot d}$	Относительное плечо усилия $\eta = \frac{z}{d}$	Относительный момент $\alpha_m = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2}$
1a	$\frac{5\xi \left(1 - \frac{8}{3}\xi\right)}{(1-\xi)^2}$	$\frac{5\xi^2 \left(1 - \frac{8}{3}\xi\right)}{(1-\xi)^2}$	$\frac{3\xi^2 - 12\xi + 4}{4 \left(1 - \frac{8}{3}\xi\right)}$	$\frac{1,25\xi^2 (3\xi^2 - 12\xi + 4)}{(1-\xi)^2}$
1б	$\frac{16\xi - 1}{15\xi}$	$\frac{16\xi - 1}{15\xi}$	$1 - \frac{8,55\xi^2 - 1,1\xi + 0,05}{16\xi - 1}$	$1,14\xi - 0,57\xi^2 - 0,07$
2	$\frac{17}{21}$	$\frac{17}{21}\xi$	$1 - \frac{99}{238}\xi$	$\frac{17}{21}\xi - \frac{33}{98}\xi^2$
3	$\frac{17}{21}$	$\frac{17}{21}\xi$	$1 - \frac{99}{238}\xi$	$\frac{17}{21}\xi - \frac{33}{98}\xi^2$
4	$1 - p_4 \frac{4}{21}$ , где $p_4 = \left(\frac{4\beta_h}{7\xi - 3\beta_h}\right)^2$	$\beta_h \left(1 - p_4 \frac{17}{21}\right)$	$1 - \frac{\beta_h}{2} \cdot \frac{1 - p_4 \frac{16}{49}}{1 - p_4 \frac{4}{21}}$	$\beta_h \left(1 - \frac{\beta_h}{2} - p_4 \left(\frac{4}{21} - \frac{8}{49}\beta_h\right)\right)$

Таблица П.7 — Коэффициенты  $\xi$ ,  $\eta$ ,  $\alpha_m$  для расчета изгибаемых элементов прямоугольного профиля с укороченной прямоугольной эпюрой напряжений в бетоне

$\xi$	$\eta$	$\alpha_m$	$\xi$	$\eta$	$\alpha_m$	$\xi$	$\eta$	$\alpha_m$
0,01	0,995	0,010	0,26	0,870	0,226	0,51	0,745	0,380
0,02	0,990	0,020	0,27	0,865	0,234	0,52	0,740	0,385
0,03	0,985	0,030	0,28	0,860	0,241	0,53	0,735	0,390
0,04	0,980	0,039	0,29	0,855	0,243	0,54	0,730	0,394
0,05	0,975	0,049	0,30	0,850	0,255	0,55	0,725	0,399
0,06	0,970	0,058	0,31	0,845	0,262	0,56	0,720	0,403
0,07	0,965	0,068	0,32	0,840	0,269	0,57	0,715	0,407
0,08	0,960	0,077	0,33	0,835	0,276	0,58	0,710	0,412
0,09	0,955	0,086	0,34	0,830	0,282	0,59	0,705	0,416
0,10	0,950	0,095	0,35	0,825	0,289	0,60	0,700	0,420
0,11	0,945	0,104	0,36	0,820	0,295	0,62	0,690	0,428
0,12	0,940	0,113	0,37	0,815	0,302	0,64	0,680	0,435
0,13	0,935	0,122	0,38	0,810	0,308	0,66	0,670	0,442
0,14	0,930	0,130	0,39	0,805	0,314	0,68	0,660	0,449
0,15	0,925	0,139	0,40	0,800	0,320	0,70	0,650	0,455
0,16	0,920	0,147	0,41	0,795	0,326	0,72	0,640	0,461
0,17	0,915	0,156	0,42	0,790	0,332	0,74	0,630	0,466
0,18	0,910	0,164	0,43	0,785	0,338	0,76	0,620	0,471
0,19	0,905	0,172	0,44	0,780	0,343	0,78	0,610	0,476
0,20	0,900	0,180	0,45	0,775	0,349	0,80	0,600	0,480
0,21	0,895	0,188	0,46	0,770	0,354	0,85	0,575	0,489
0,22	0,890	0,196	0,47	0,765	0,360	0,90	0,550	0,495
0,23	0,885	0,204	0,48	0,760	0,365	0,95	0,525	0,499
0,24	0,880	0,211	0,49	0,755	0,370	1,00	0,500	0,500
0,25	0,875	0,219	0,50	0,750	0,375			

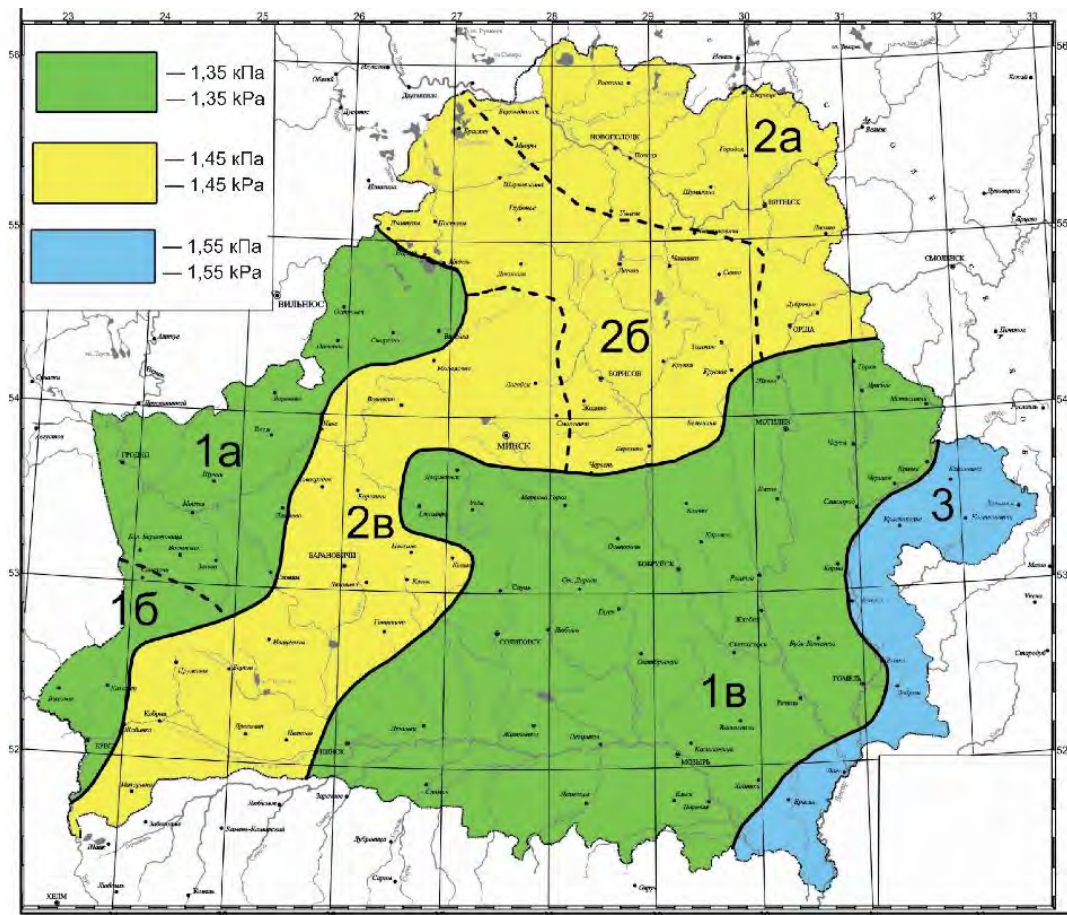


Рисунок П.1 — Карта снеговых районов (период повторяемости — 50 лет)  
(рисунок НП.1 (ВУ) [3])

Таблица П.8 (НП.1.1 (ВУ) [3]) — Характеристические значения снеговой нагрузки на грунт в зависимости от высоты местности над уровнем моря  $A$ , м

Номер снегового района	Подрайон	Снеговая нагрузка $S_k$ , для местности с высотой над уровнем моря $A$ , м
1	1а	$s_k = 1,35^*$
	1б	$s_k = 1,35 + \frac{2,20 \cdot (A - 155)}{100}$
	1в	$s_k = 1,35 + \frac{0,38 \cdot (A - 140)}{100}$
2	2а	$s_k = 1,45 + \frac{0,60 \cdot (A - 125)}{100}$
	2б	$s_k = 1,45 + \frac{0,60 \cdot (A - 150)}{100}$
	2в	$s_k = 1,45 + \frac{0,60 \cdot (A - 210)}{100}, s_k \geq 1,00$
3	3	$s_k = 1,55^*$

\* Характеристическое значение снеговой нагрузки в данном подрайоне (районе) принимается постоянным

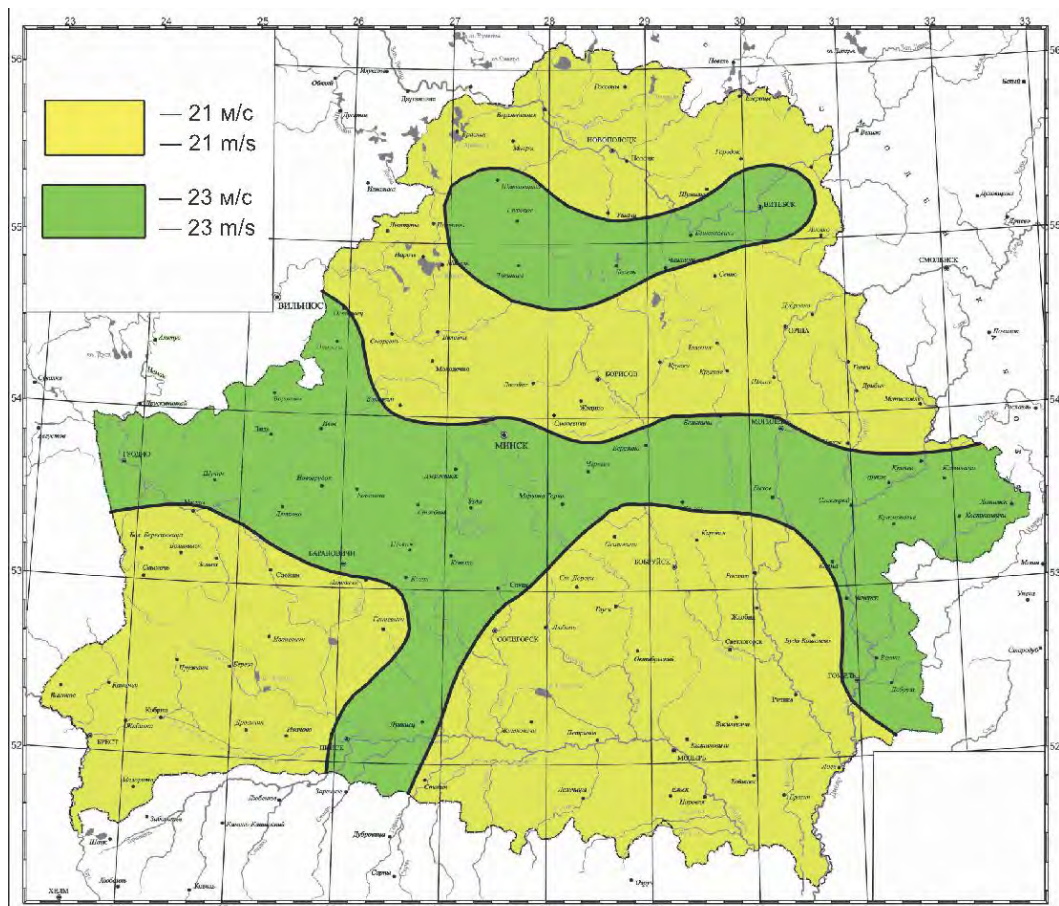


Рисунок П.2 — Карта ветровых районов и соответствующие им основные значения базовой скорости ветра  $V_{b,0}$ , м/с (рисунок ПП.1 [3])

Таблица П.9 — Расчетные длины колонн одноэтажных зданий

Характеристика здания и колонн					Расчетная длина $l_0$ колонн одноэтажных зданий при расчете их в плоскости		
					поперечной рамы или перпендикулярной к оси эстакады	перпендикулярной поперечной раме или параллельной оси эстакады	
						при наличии связей в плоскости продольного ряда колонн или анкерных опор	при отсутствии
Здания	С мостовыми кранами	При учете нагрузки от кранов	Подкрановая (нижняя) часть колонн при подкрановых балках	Разрезных	$1,5H_1$	$0,8H_1$	$1,2H_1$
				Неразрезных	$1,2H_1$	$0,8H_1$	$0,8H_1$
			Надкрановая (верхняя) часть колонн при подкрановых балках	Разрезных	$2,0H_2$	$1,5H_2$	$2,0H_2$
				Неразрезных	$2,0H_2$	$1,5H_2$	$1,5H_2$
		Без учета нагрузки от кранов	Подкрановая (нижняя) часть колонн зданий	Однопролетных	$1,5H$	$0,8H_1$	$1,2H$
				Многопролетных	$1,2H$	$0,8H_1$	$1,2H$
	Без мостовых кранов	Колонны ступенчатые	Нижняя часть колонн зданий	Однопролетных	$1,5H$	$0,8H$	$1,2H$
				Многопролетных	$1,2H$	$0,8H$	$1,2H$
			Верхняя часть колонн	Однопролетных	$2,5H_2$	$2,0H_2$	$2,5H_2$
				Многопролетных	$2,5H_2$	$2,0H_2$	$2,5H_2$
			Колонны постоянного сечения зданий	Однопролетных	$1,5H$	$0,8H$	$1,2H$
				Многопролетных	$1,2H$	$0,8H$	$1,2H$
Эстакады	Крановые	При подкрановых балках	Разрезных	$2,0H_1$	$0,8H_1$	$1,5H_1$	
			Неразрезных	$1,5H_1$	$0,8H_1$	$H_1$	
	Под трубопроводы	При соединении колонн с пролетным строением	Шарнирном	$2,0H$	$H$	$2,0H$	
			Жестком	$1,5H$	$0,7H$	$1,5H$	
<p><i>Примечание.</i> При наличии связей до верха колонн в зданиях с мостовыми кранами расчетная длина надкрановой части колонн в плоскости оси продольного ряда колонн принимается равной <math>H_2</math>.</p> <p><math>H</math> — полная высота колонны от верха фундамента до горизонтальной конструкции (стропильной или подстропильной, распорки) в соответствующей плоскости;</p> <p><math>H_1</math> — высота подкрановой части колонны от верха фундамента до низа подкрановой балки;</p> <p><math>H_2</math> — высота надкрановой части колонны от ступени (консоли) колонны до горизонтальной конструкции в соответствующей плоскости</p>							

Таблица П.10 — Характеристическая нагрузка от веса плит покрытия

Типы плиты	Номинальные размеры	Нагрузка, кПа
Ребристые типа П	3×6	1,60
	1,5×6	1,70-1,80
	3×12	1,72
		2,05
	1,5×12	2,65-3,1
Ребристые малоуклонные	3×18	2,25
	3×24	2,65
Сводчатые типа КЖС	3×18	2,0
	3×24	2,25

*Примечания:* 1. Нагрузка приведена с учетом заливки швов.  
2. Плиты 1,5×6,0 и 1,5×12м применяются, как правило, в качестве доборных и в зонах образования снеговых мешков

Таблица П.11 — Характеристическая нагрузка от веса 1 м<sup>2</sup> стеновых панелей и остекления

Наименование элемента	Характеристика здания	Длина элемента, м	Нагрузка, кПа
Стеновые панели	Отапливаемое	6	1,8...2,8
		12	2,2...3,2
	Неотапливаемое	6	1,7
		12	2,15
Остекление	—	—	0,4...0,5

Таблица П.12 — Рельсы крановые

Тип рельса	Высота рельса, мм	Ширина головки, мм	Ширина подошвы, мм	Площадь сечения, мм	Момент инерции, см <sup>4</sup>		Масса 1 п.м., кг
					$I_x$	$I_y$	
КР 70	120	70	120	67,3	1081,99	327,16	52,8
КР 80	130	80	130	81,13	1547,4	482,39	63,52
КР 100	150	100	150	113,32	2864,73	940,98	88,96
КР 120	170	120	170	150,44	4923,79	1694,83	118,1

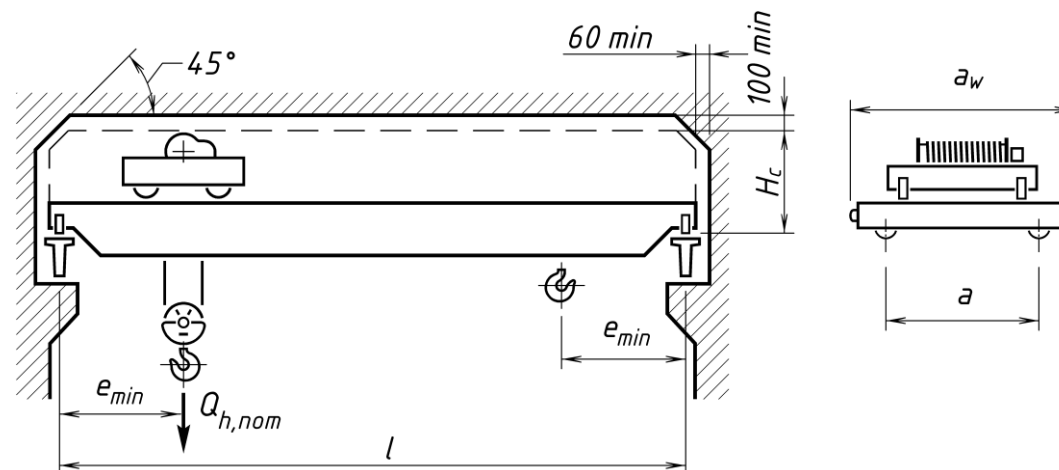
*Примечание.* Рельсы типа КР 70 назначают для кранов грузоподъемностью до 30 т включительно; КР 80 и КР100 — 75 т; КР 120 — 250 т

Таблица П.13 — Собственный вес стропильных и подстропильных конструкций

Тип конструкций	Пролет, м	Шаг, м	Собственный вес, кН
Стропильные фермы	18	6	45
		12	60...80
	24	6	90
		12	150
	30	6	160
Стропильные балки	12	6; 12	40
	18	6; 12	90
	24	6; 12	150...160
Арки	24	6	90
		12	170
	30	6	140
		12	280
	36	6	250
		12	400
Подстропильные фермы	12	—	113
Подстропильные балки	12	—	120
Железобетонные подкрановые балки	6	—	42
	12		115
Железобетонные фундаментные балки	6	—	16...18
	12		28...41



Таблица П.14 — Основные параметры и размеры кранов грузоподъемностью 5-50 т



Грузоподъемность крана $Q_{h,ном}$ , Т	Скорость главного подъема $v_h$ , м/с	Высота крана над головкой кранового рельса $H_c$ , мм	Минимальное расстояние между крюком и опорой $e_{min}$ , мм	Масса тележки $Q_{c2}$ , Т	Масса крана $Q_{c1}$ , Т					Колесная база крана $a$ , мм			Ширина крана $a_w$ , мм					
					при пролете кранового моста $l$ , м													
					10,5	16,5	22,5	28,5	34,5	10,5 - 22,5	28,5	34,5	10,5 - 22,5	28,5	34,5			
5	0,16	1650	800	2,0	9,0	11,0	13,0	19,5	23,5	3700	4400	5000	5600	4700	6000	6600		
8	0,125	1900	1100	2,2	10,0	12,5	14,5	20,5	26,5	5100				5600			5600	5400
10				2,4	11,0	13,0	15,8	21,0	29,0						5500			
12,5				3,0	13,0	16,0	20,5	26,0	32,0						5600			
16				3,7	15,8	18,7	21,7	28,5	39,0						6300			
16/3,2	2200	1300	4,7	17,0	20,0	23,0	29,0	40,3	5600	6200				6800				
20/5	0,1	2400	1120	6,3	19,0	22,0	25,5	33,2	46,5	5600				5600	5600	6300	6860	
32/5		2750	1600	8,7	25,0	28,0	35,0	41,0	56,5		6300							
50/12,5		3150	1900	13,5	36,0	41,5	48,5	59,5	73,1		6860							

Примечания: 1. Размеры пролетов кранов  $l$  могут изменяться на величины, кратные 0,3 м.  
2. Количество тормозных колес и количество колес крана на одном пути — 2