

Министерство образования Республики Беларусь  
БЕЛОРУССКИЙ НАЦИОНАЛЬНЫЙ ТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ

---

Кафедра «Железобетонные и каменные конструкции»

**РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ  
СБОРНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ  
ОДНОЭТАЖНОГО ПРОИЗВОДСТВЕННОГО ЗДАНИЯ**

Учебно-методическое пособие  
по выполнению курсового проекта по дисциплине  
«Железобетонные и каменные конструкции»  
для студентов специальности 1-70 02 01  
«Промышленное и гражданское строительство»

*Рекомендовано учебно-методическим объединением  
высших учебных заведений республики Беларусь по образованию  
в области строительства и архитектуры в качестве учебно-методического пособия  
для студентов специальности 1-70 02 01  
«Промышленное и гражданское строительство»*

*Учебное электронное издание*

Минск 2010

УДК 624.012.35:378.147.091.313 (075.8)

ББК 33.53я

Р24

**Авторы:**

*В.Г. Казачек, Е.Л. Коршун, Н.А. Рак, А.Е. Шилов, В.И. Смех*

**Рецензенты:**

*И.П. Дубатовка*, директор ЧП УП «Моноракурс», канд. техн. наук;

*В.И. Шипица*, начальник отдела экспериментальных конструкций  
УП «Белпромпроект»

Учебно-методическое пособие содержит примеры расчета и конструирования сборных железобетонных конструкций в соответствии с программой курса для II курсового проекта. Приведены рекомендации по определению генеральных размеров поперечной рамы цеха и выполнению статического расчета. Примеры расчета выполнены в соответствии с требованиями норм проектирования железобетонных конструкций СНБ 5.03.01-02. Даны необходимые ссылки на учебную и нормативную литературу.

Пособие предназначено для студентов специальности 1-70 02 01 «Промышленное и гражданское строительство» всех форм обучения, а также может быть использовано при курсовом проектировании студентами других строительных специальностей.

Белорусский национальный технический университет  
пр-т Независимости, 65, г. Минск, Республика Беларусь  
Тел.(017) 293-91-97 факс (017) 292-91-37  
Регистрационный № БНТУ/СФ69 – 1.2010

© Казачек В.Г., Коршун Е.Л.,  
Рак Н.А., Шилов А.Е., Смех В.И., 2010  
© БНТУ, 2010

## СОДЕРЖАНИЕ

1. КОНСТРУКТИВНЫЕ СХЕМЫ ОДНОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ .....	4
2. КОМПОНОВКА ПОПЕРЕЧНОЙ РАМЫ .....	13
3. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ ПО СТАТИЧЕСКОМУ РАСЧЕТУ КАРКАСА ЗДАНИЯ .....	16
4. ОСНОВНЫЕ КОНСТРУКТИВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ К КОЛОННАМ .....	23
5. ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА .....	25
5.1. Определение генеральных размеров поперечной рамы .....	25
5.2. Определение нагрузок на поперечную раму .....	28
5.2.1. Постоянные нагрузки от веса покрытия, собственной массы конструкций и стенового ограждения .....	28
5.2.2. Нагрузки от крановых воздействий .....	31
5.2.3. Нагрузки от веса снегового покрова .....	32
5.2.4. Нагрузки от давления ветра .....	33
5.3. Статический расчет рамы на отдельные загрузки и формирование сочетаний усилий для расчетных сечений колонн .....	36
5.4. Расчет продольного армирования крайней колонны .....	49
5.4.1. Основные положения по расчету сечений колонн с учетом продольного изгиба .....	49
5.4.2. Подбор арматуры надкрановой части колонны .....	57
5.4.3. Подбор арматуры подкрановой части колонны .....	65
5.4.4. Расчет крановой консоли .....	77
6. РАСЧЕТ ВНЕЦЕНТРЕННО СЖАТОГО ФУНДАМЕНТА .....	83
ЛИТЕРАТУРА .....	95
ПРИЛОЖЕНИЯ .....	97

## 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 производ-

ственных 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 [1...15]. 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 (рис. 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 дли

не этих деталей, а швы между плитами замоноличивают. В этом случае образуется жесткий в своей плоскости горизонтальный диск, обеспечивающий пространственную работу каркаса в целом.

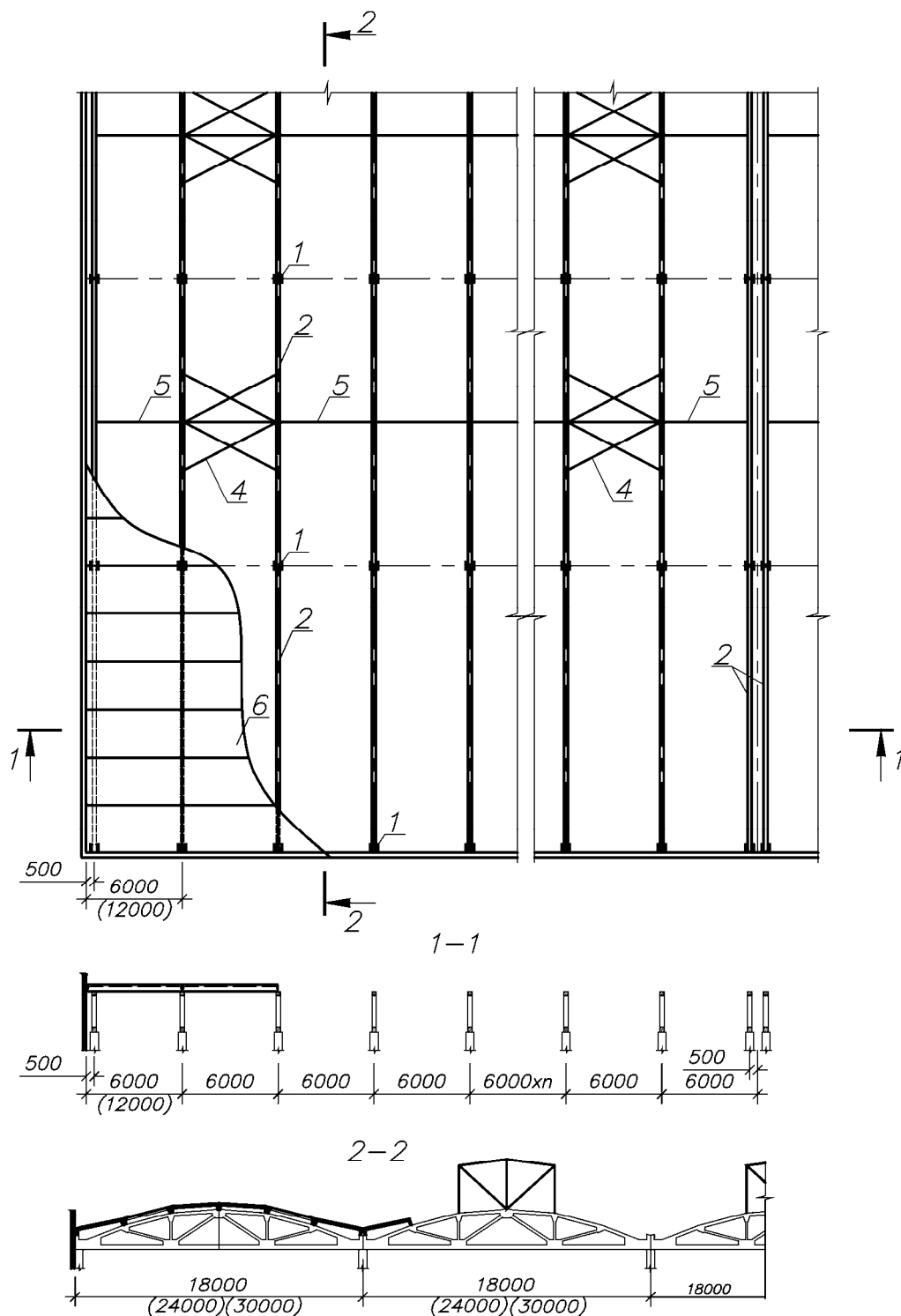


Рис. 1. Конструктивная схема здания со скатной кровлей при шаге колонн 6 (12) м:  
 1 – колонна; 2 – стропильная ферма (раскосная или безраскосная); 3 – фонарь;  
 4 – стальные связи; 5 – стальная распорка; 6 – плита покрытия длиной 6 (12) м

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 (рис. 2).

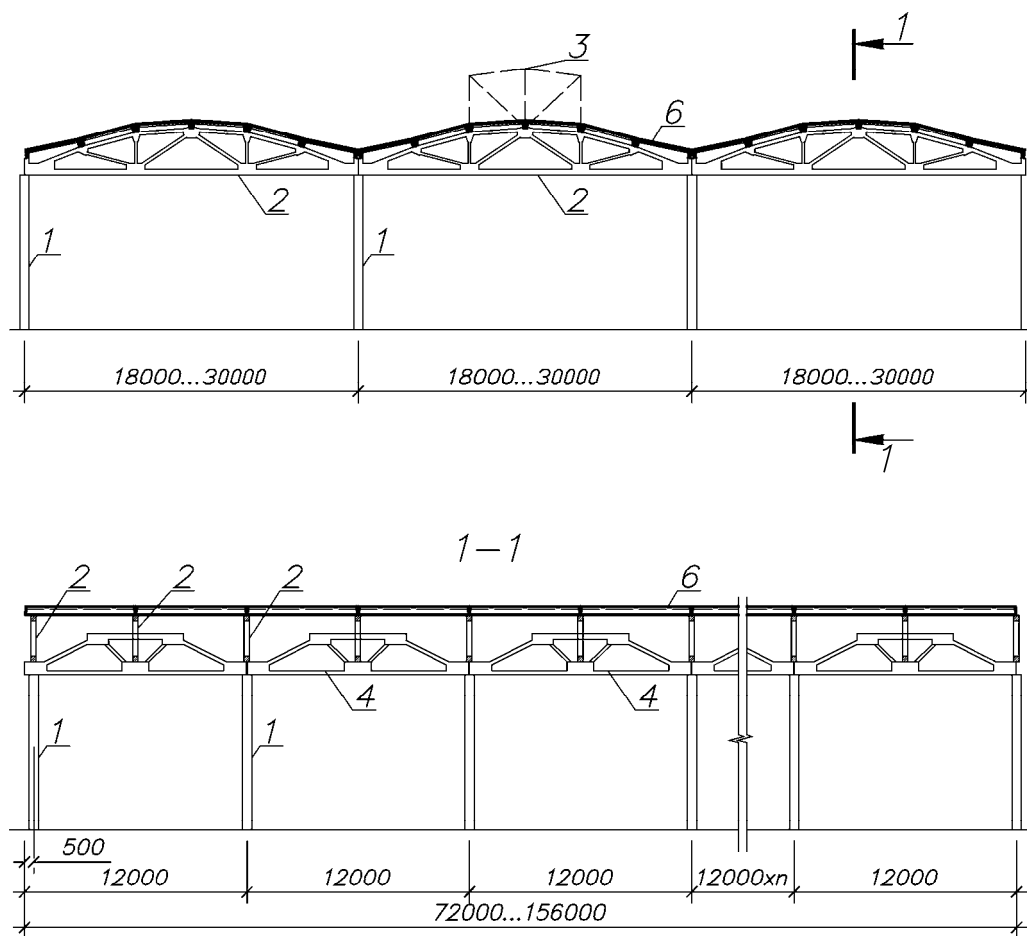


Рис. 2. Конструктивная схема здания со скатной кровлей при шаге колонн средних рядов 12 м, шаге стропильных ферм 6 м, устанавливаемых на подстропильные фермы:

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

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 [1...9]. 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 рис. 3 и 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 (рис. 5). Это легко проверить зная установленные техническими условиями на краны значения  $L_0, b_1$  (см. [табл. Пб.1](#)).



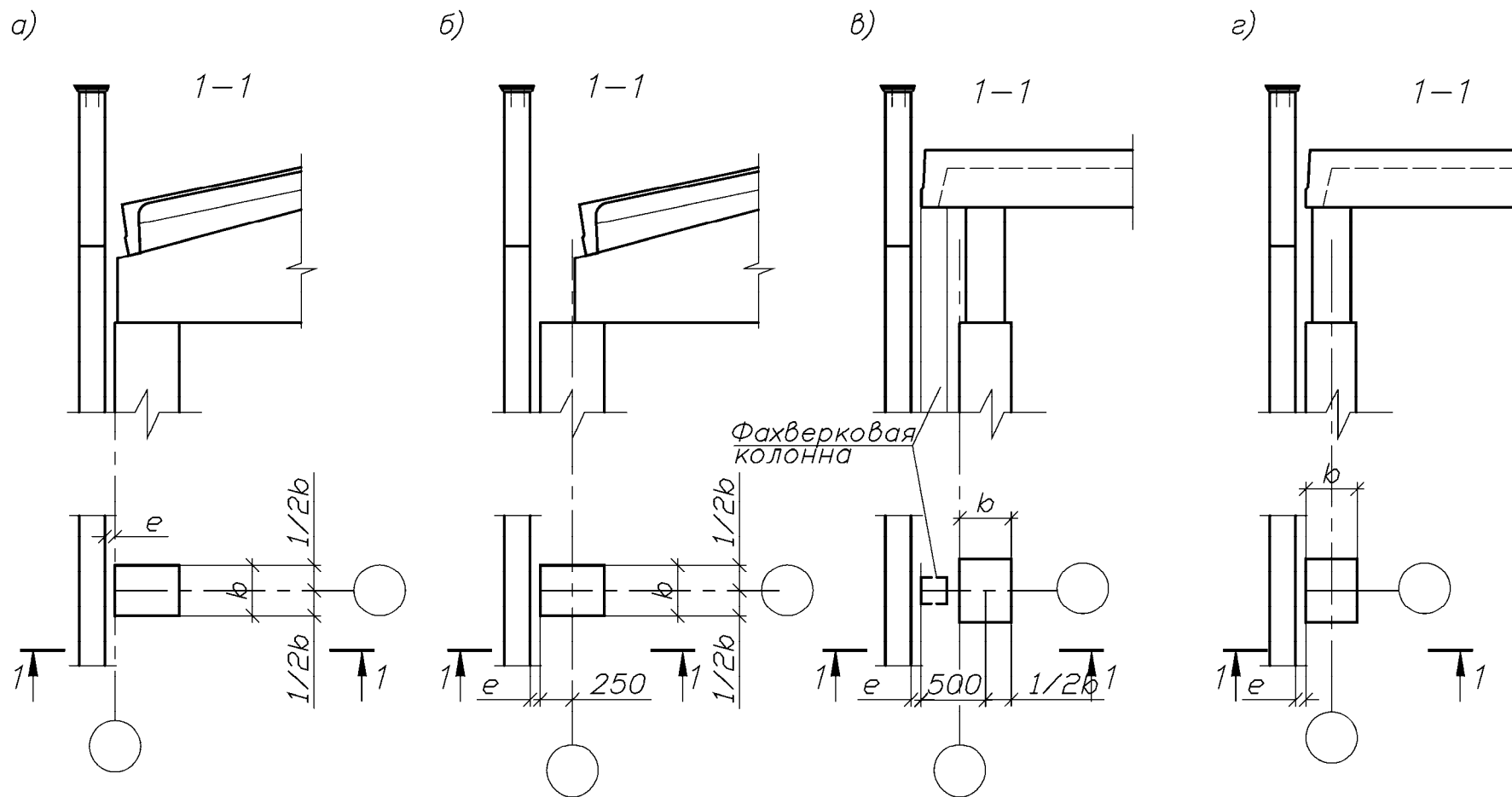


Рис. 3. Привязки колонн крайних рядов:

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

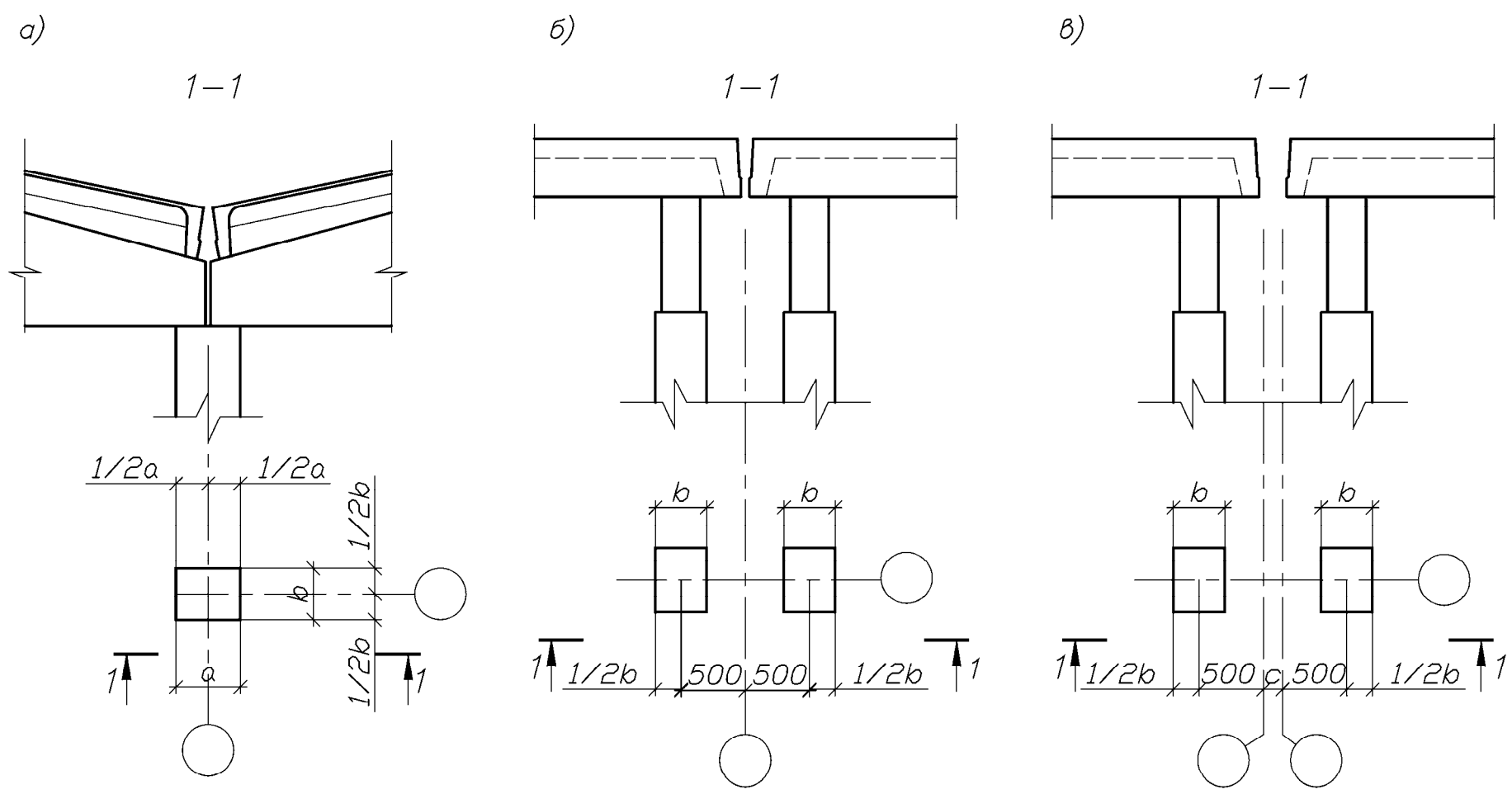


Рис. 4. Привязки колонн средних рядов:

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

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.

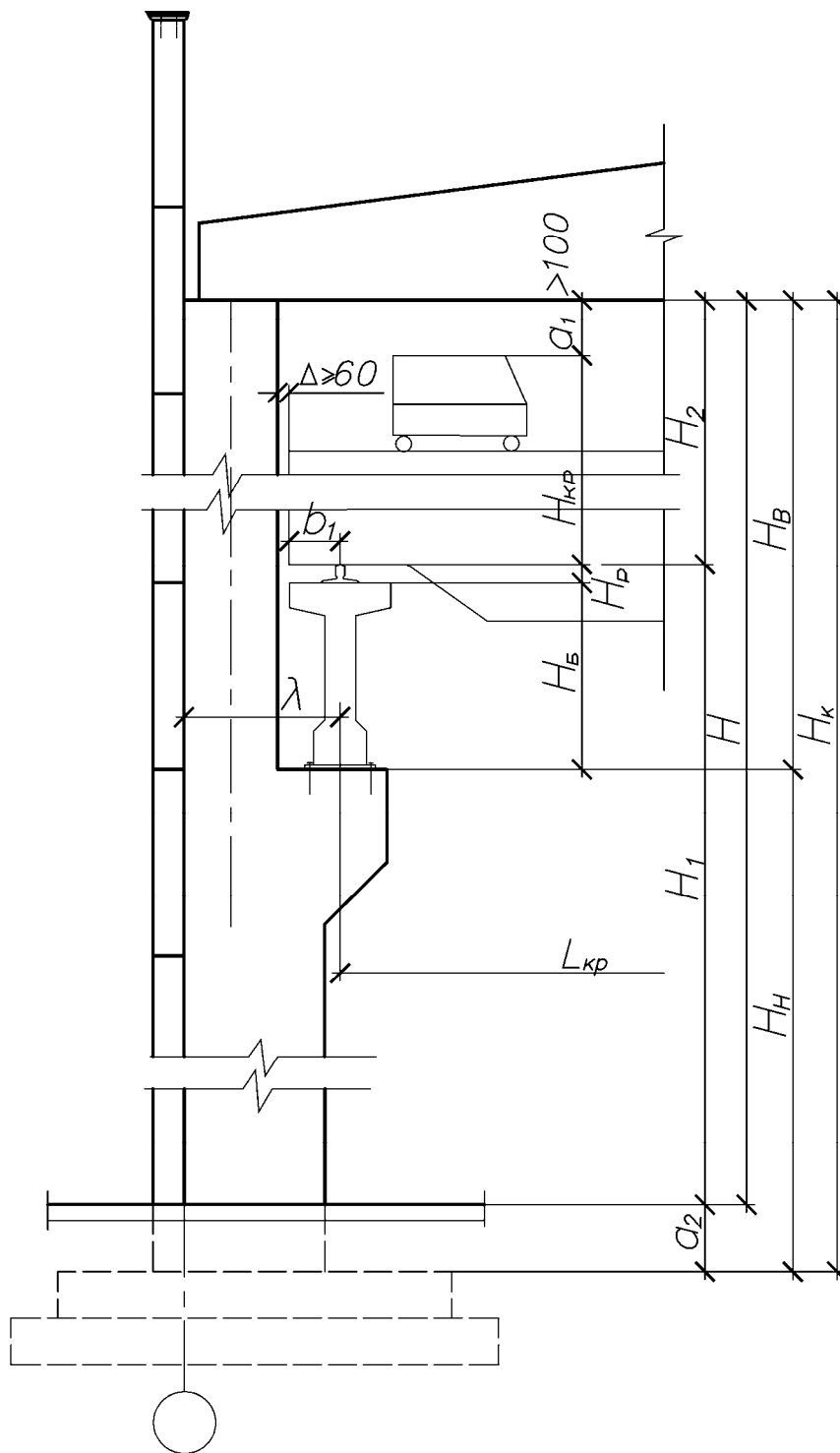


Рис. 5. Компоновка поперечной рамы

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  $40^{\circ}\text{C}$ , 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 [10...16].

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 защемлением 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 [12]. 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 (рис. 5).

Полная высота колонны  $H_K$  должна быть не меньше суммы ( $H_B + H_H$ ) и такой, чтобы габаритный размер здания  $H$  (см. рис. 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. рис. 6 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  $\Delta$  (рис. 5), может оказаться необходимым использование привязки 250 мм (см. рис. 6 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 [10, 14...16].

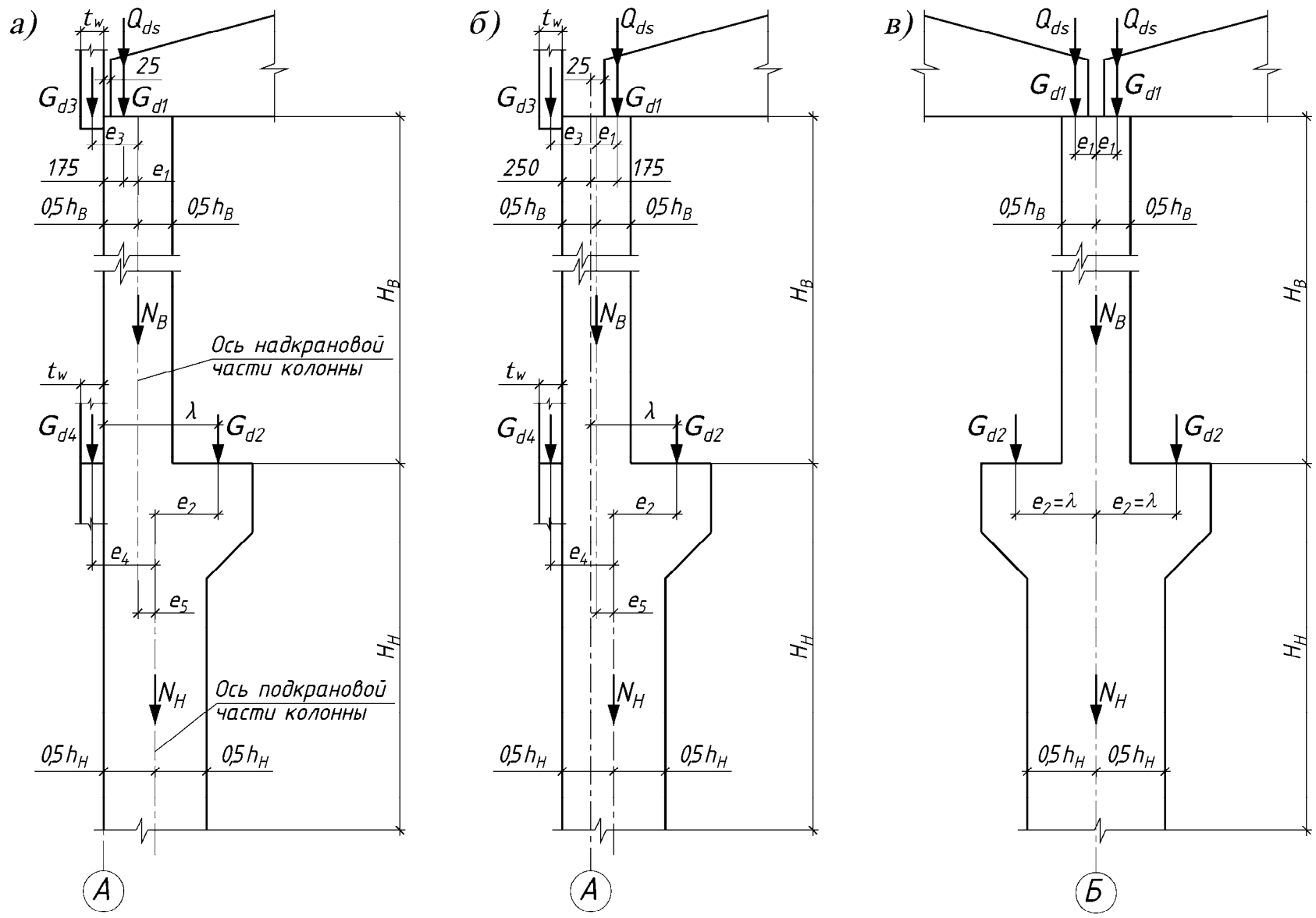


Рис. 6. Определение эксцентриситетов продольных сил

### **3. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ ПО СТАТИЧЕСКОМУ РАСЧЕТУ КАРКАСА ЗДАНИЯ**

Конструктивная схема каркаса здания определяет его расчетную схему, которая принимается в виде системы колонн, жестко защемленных 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, защемление 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 [12, 13, 20, 23].

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 [1...8].

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 рис. 7 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 определении расчетного значения крановой нагрузки от двух кранов, нормы [18] рекомендуют вводить понижающий коэффициент  $\psi = 0,85$  (для группы режимов работы кранов 1К...6К), а от четырех кранов  $\psi = 0,7$ .

При составлении различных вариантов сочетаний нагрузок по СНБ [20, 21] 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 рис. 8, 9. 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 (рис. 9). При «нулевой» привязке, когда значение эксцентриситета близко к нулю, шарнир условно располагают над оголовком колонны (рис. 8). Затем определяют значения нагрузок на раму и эксцентриситетов их приложения. Места приложения конкретных нагрузок и значения их эксцентриситетов иллюстрирует рис. 6.

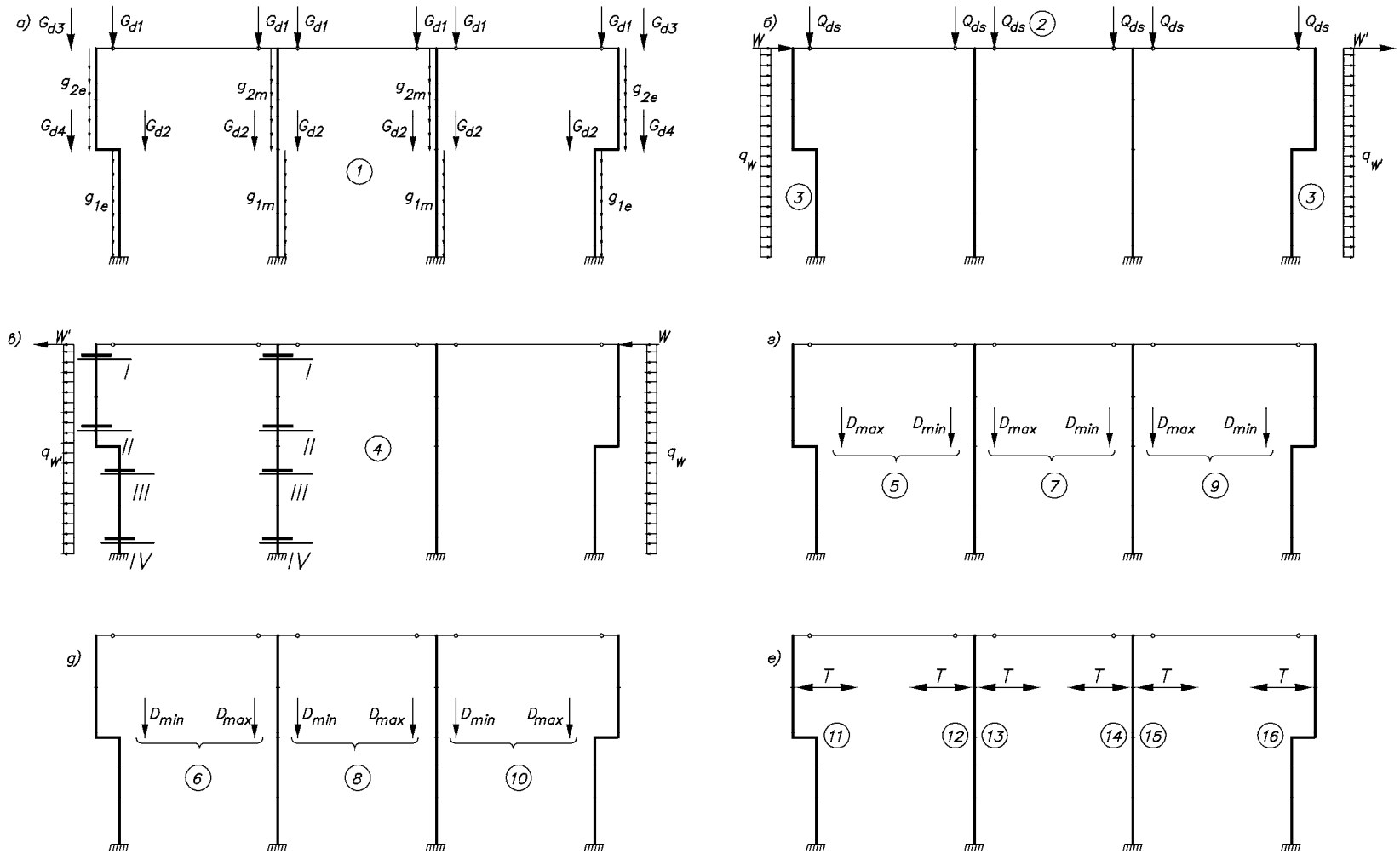


Рис. 7. Схемы приложения нагрузок от характерных источников к поперечной раме:

*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

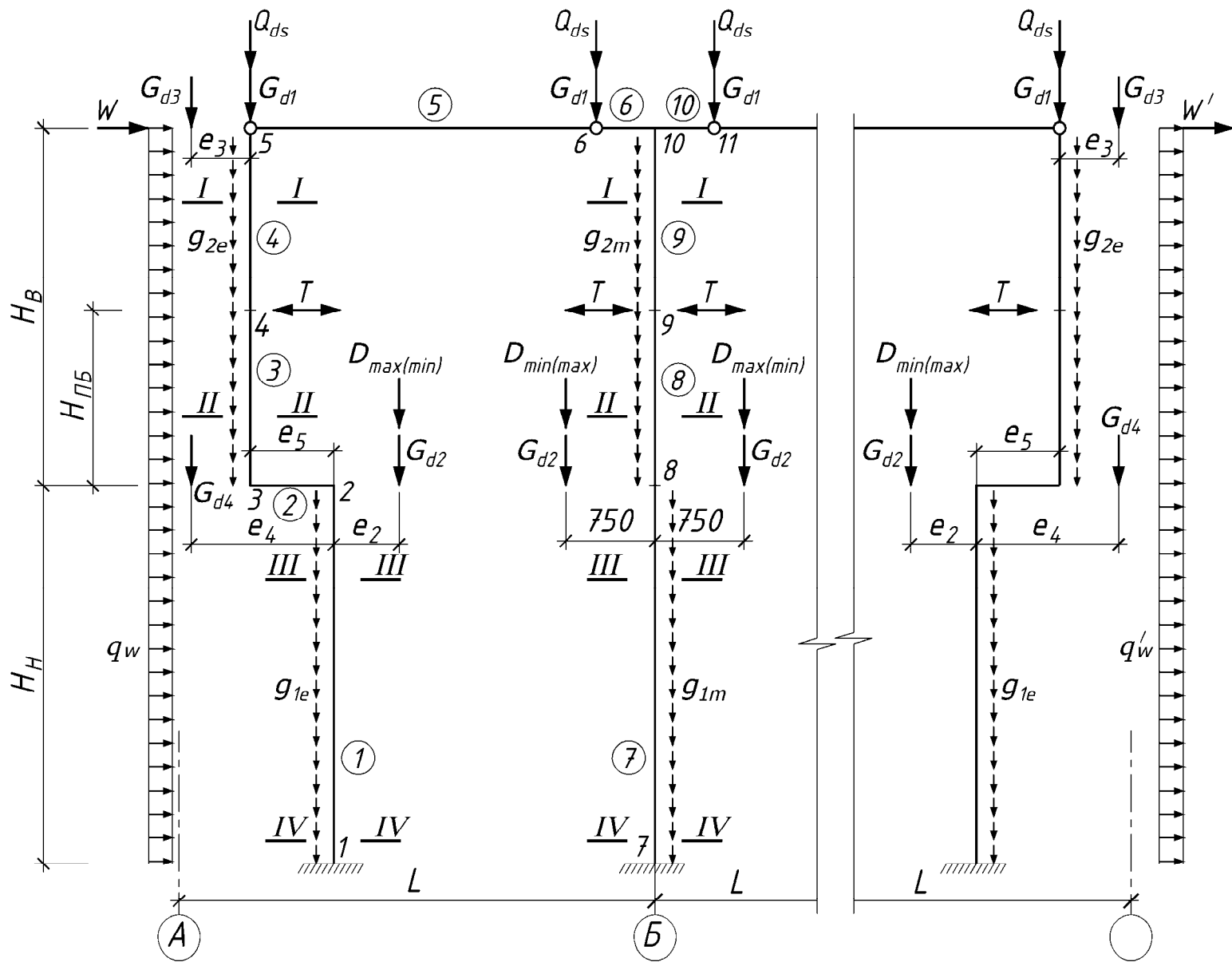


Рис. 8. Расчетная схема рамы с нулевой привязкой крайних колонн

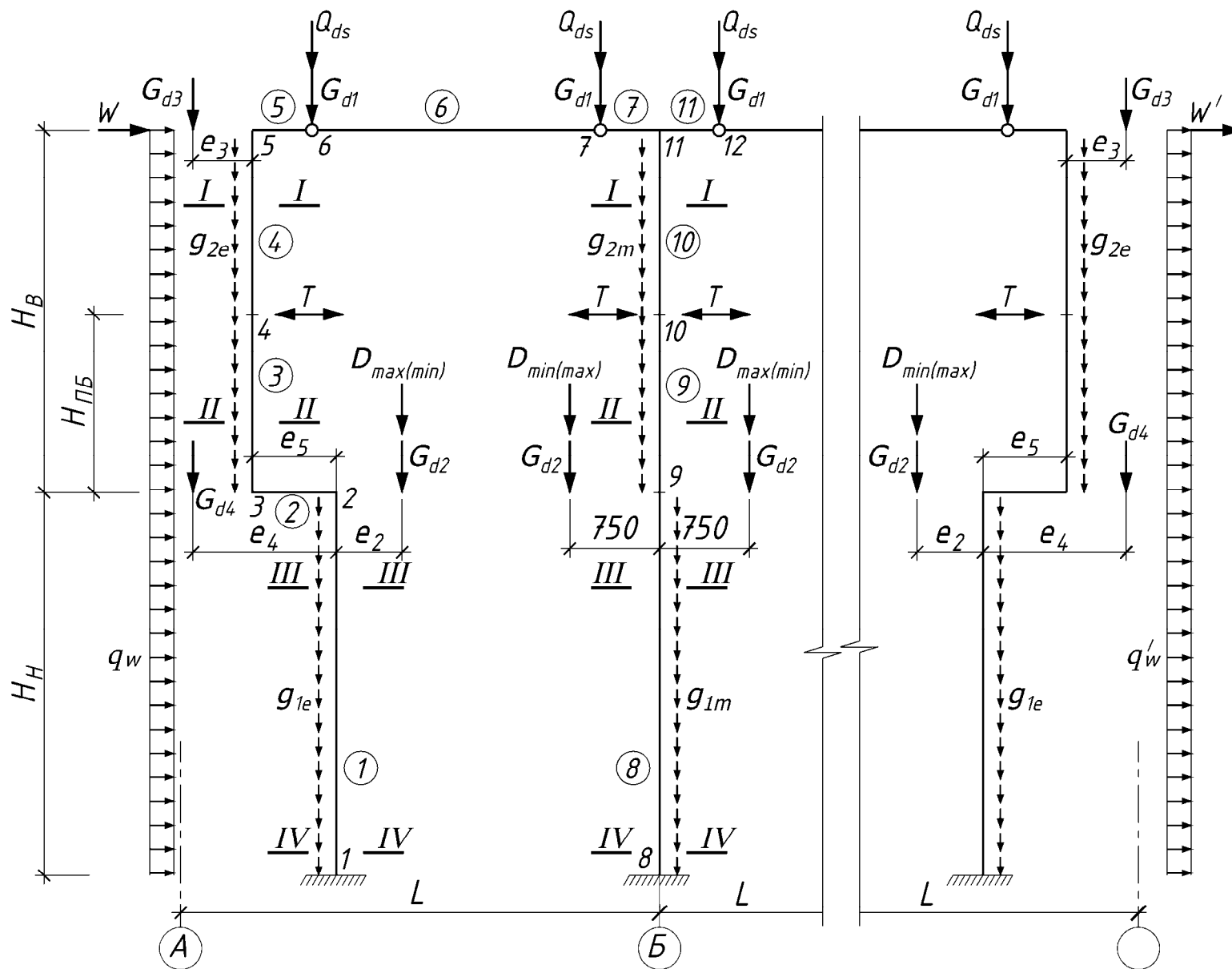


Рис. 9. Расчетная схема рамы с привязкой крайних колонн 250 мм

#### 4. ОСНОВНЫЕ КОНСТРУКТИВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ К КОЛОННАМ

В соответствии с нормами бетон для колонн применяют не ниже класса по прочности на сжатие  $C^{12}/_{15}$ , а для сильно загруженных – не ниже  $C^{20}/_{25}$ , а также с учетом класса среды по условиям эксплуатации, т.е. агрессивности окружающей среды (табл. 5.2 СНБ [20]). Колонны армируют продольными стержнями диаметром не менее 12 мм из стали классов S400 или S500 и поперечными стержнями из стали классов S240, S400 и S500. Для колонн с размером меньшей стороны сечения 250 мм и более (колонны из сборного железобетона) диаметр продольной арматуры следует принимать не менее 16 мм (п. 11.2.27 СНБ [20]).

При проектировании сжатых колонн надо соблюдать следующие конструктивные требования:

— размеры сечений колонн должны быть такими, чтобы их гибкость  $l_0/i$  в любом направлении не превышала 120;

— минимальная площадь сечения продольной арматуры  $A_{s,tot}$  должна приниматься не менее, в % (табл. 11.1 СНБ [20]):  $\frac{5 \cdot N_{sd}}{f_{yd} \cdot b \cdot d}$ , но не менее  $\rho_\lambda$ , где

$$\rho_\lambda = \frac{27 + \frac{l_0}{i}}{440}, \text{ коэффициент, принимаемый не менее } 0,10 \text{ и не более } 0,25.$$

Содержание арматуры должно быть не более 5% (при этом, в случае, когда  $\rho > 3\%$ , в расчетах площадь, занимаемая арматурой, исключается из площади бетона элемента). Если окажется, что условие  $\rho_{\min} \% < \rho \% \leq \rho_{\max}(5\%)$  не удовлетворяется, то размеры сечения изменяют и расчет повторяют;

— толщина защитного слоя бетона принимается не менее диаметра продольной арматуры и не менее значений, указанных в табл. 11.4 [8] в зависимости от класса среды по условиям эксплуатации;

— расстояние между вертикальными стержнями арматуры одного ряда в свету, если они при бетонировании расположены вертикально, должно быть не менее 25 мм или 30 мм при горизонтальном расположении стержней.

Для предотвращения местной потери устойчивости (бокового выпучивания) продольных стержней при сжатии расстояние между поперечными стержнями (хомутами) принимают не более (п. 11.2.24 СНБ [20]):

а) на участках стыковки без сварки продольной рабочей арматуры  $10\varnothing$  и не менее  $l_{bd}$ ;

б) если все сечение сжато и общая площадь сечения арматуры  $A_{s,tot}$  по расчету более 3% —  $10\varnothing$  и не более 300 мм;

в) по всей длине элемента из условия обеспечения работы продольной арматуры, установленной по расчету:

— при  $f_{yd} \leq 400 \text{ Н/мм}^2$  – не более  $15\varnothing$  и  $20\varnothing$  в вязаных и сварных каркасах соответственно;

— при  $f_{yd} \geq 450 \text{ Н/мм}^2$  – не более 400 мм и не более  $12\varnothing$  и  $15\varnothing$  в вязаных и сварных каркасах соответственно.

Диаметры стержней поперечной арматуры следует принимать (п. 11.2.28 СНБ [20]):

— в вязаных каркасах — не менее  $0,25\varnothing$  рабочей арматуры и не более 12 мм;

— сварных каркасах — не менее диаметра, устанавливаемого из условия сварки с наибольшим, поставленным по расчету, диаметром продольной арматуры и не более 14 мм.

Диаметр поперечных стержней в сварных каркасах: при диаметре продольных стержней 14...20 мм принимают 5...6 мм. Диаметр хомутов в вязаных каркасах должен быть не менее 5 мм и не менее  $0,25\varnothing$ , где  $\varnothing$  — наибольший диаметр продольных стержней; обычно принимают хомуты из проволоки класса S240 диаметром 6...8 мм.



## 5. ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА

Особенности выполнения расчетов, со ссылками в необходимых случаях на вспомогательные материалы, поясняются ниже в примере расчета каркаса трехпролетного ( $L = 21$  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.

Исходные данные:

- класс среды по условиям эксплуатации — ХС1;
- колонна сборная заводского изготовления. Бетон тяжелый класса по прочности на сжатие  $C^{12}/_{15}$ , подвергнутый тепловой обработке при атмосферном давлении. Марка бетонной смеси по удобоукладываемости П2;

— арматура класса S400.

Для бетона класса  $C^{12}/_{15}$ :

— нормативное сопротивление сжатию  $f_{ck} = 12$  МПа;

— расчетное сопротивление  $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{12}{1,5} = 8$  МПа;

— средний модуль упругости  $E_{cm} = 27000$  МПа.

Для ненапрягаемой арматуры класса S400:

— нормативное сопротивление  $f_{yk} = 400$  МПа;

— расчетное сопротивление  $f_{yd} = 365$  МПа;

— модуль упругости  $E_s = 200000$  МПа.

### 5.1. Определение генеральных размеров поперечной рамы

Компоновку поперечной рамы начинают с определения основных габаритных размеров элементов конструкций в плоскости рамы (рис. 5, 10). 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).

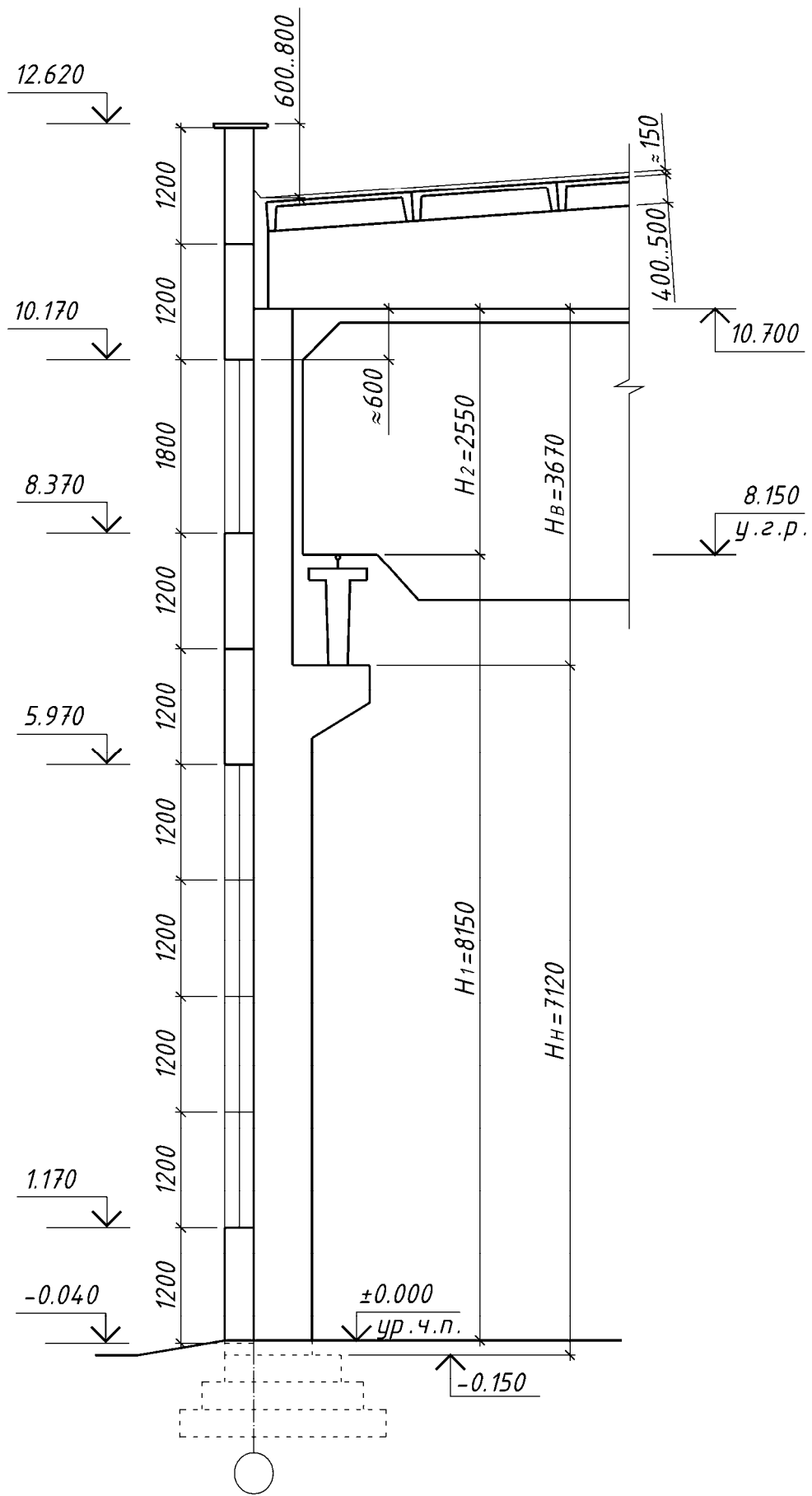


Рис. 10

Размер  $H_2$  диктуется высотой мостового крана:

$$H_2 = H_{кр} + 150 \text{ мм},$$

где  $H_{кр} = 2400$  мм – общая высота мостового крана ([табл. П6.1](#));

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. П5.1 – П5.4](#). 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. П5.3](#)).

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

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.

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

надкрановой части -  $h_b \times b_b = 400 \times 400$  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.

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

Принимаем высоту стропильной балки  $h_b = 900$  мм.

## 5.2. 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.

### 5.2.1. 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 [24, 25]. Нагрузка от покрытия определяется суммированием нагрузок от отдельных элементов (табл. 5.1).

Таблица 5.1

Нагрузки на 1 м<sup>2</sup> покрытия

№	Вид нагрузки	Нормативное значение, кН/м <sup>2</sup>	$\gamma_F$	$\gamma_n$	Расчетное значение, кН/м <sup>2</sup>
1	Два слоя изолирующего материала «Кровляэласт»	0,15	1,35	0,95	0,192
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	0,95	0,923
3	Утеплитель – пенополистерол $\delta = 120$ мм ( $\rho = 40$ кг/м <sup>3</sup> ) $1 \times 1 \times 0,12 \times 0,04$	0,048	1,35	0,95	0,062
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	0,95	0,06
5	Сборные железобетонные ребристые плиты покрытия (табл. П5.1)	1,75	1,35	0,95	2,244
Итого:		$g_k = 2,714$			$g_d = 3,481$

Постоянная расчетная нагрузка от покрытия на крайнюю колонну составит:

$$G_{d,1} = g_d \cdot \frac{L}{2} \cdot B + G_{d,Б} = 3,481 \cdot \frac{21}{2} \cdot 7 + 74,064 = 329,918 \text{ кН},$$

где  $G_{d,Б} = g_{k,Б} \cdot \frac{L}{2} \cdot \gamma_F \cdot \gamma_n = 5,5 \cdot \frac{21}{2} \cdot 1,35 \cdot 0,95 = 74,064$  кН – расчетная нагрузка от собственного веса стропильной балки;

$\gamma_n = 0,95$  – коэффициент надежности по уровню ответственности сооружения (п. 5.2 [25]);

$g_{k,Б} = 5,5$  кН/м – нормативная погонная нагрузка от собственного веса стропильной балки (табл. П5.4);

$B = 7$  м – шаг колонн.

При «нулевой» привязке эксцентриситет приложения нагрузки  $G_{d,1}$  (рис. 6а)

$$e_1 = 175 - \frac{h_B}{2} = 175 - \frac{400}{2} = -25 \text{ мм}.$$

При привязке 250 мм (рис. 6б)

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

Нагрузка от собственного веса подкрановой балки и крановых путей

$$G_{d,2} = (g_{k,ПБ} + g_{k,КР}) \cdot L_{ПБ} \cdot \gamma_F \cdot \gamma_n = (8 + 0,528) \cdot 7 \cdot 1,35 \cdot 0,95 = 76,56 \text{ кН},$$

где  $L_{ПБ} = B$  – длина подкрановой балки;

$g_{k,ПБ} = 8$  кН/м – нормативная погонная нагрузка от собственного веса подкрановой балки (табл. П5.4);

$g_{k,КР} = 0,528$  кН/м – нормативная нагрузка от собственного веса крановых путей (собственный вес рельса и вес элементов креплений, [табл. П5.3](#));

$\gamma_F = 1,35$  – коэффициент безопасности по нагрузке для собственного веса конструкций.

Эксцентриситет этой нагрузки для крайней колонны:

— при «нулевой» привязке

$$e_2 = \lambda - \frac{h_H}{2} = 750 - \frac{600}{2} = 450 \text{ мм (рис. 6а);}$$

— при привязке колонн 250 мм

$$e_2 = (250 + \lambda) - \frac{h_H}{2} \text{ (рис. 6б).}$$

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

Постоянная нагрузка от собственного веса двух парапетных панелей составит

$$G_{d,3} = g_{k,w} \cdot \sum h_w \cdot B \cdot \gamma_F \cdot \gamma_n = 3,0 \cdot 1,2 \cdot 2 \cdot 7 \cdot 1,35 \cdot 0,95 = 64,638 \text{ кН,}$$

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 перемычечных стеновых панелей и остекления над ними составит

$$\begin{aligned} G_{d,4} &= (g_{k,w} \cdot \sum h_w + g_{k,ост} \cdot h_{ост}) \cdot B \cdot \gamma_F \cdot \gamma_n = \\ &= (3,0 \cdot 1,2 \cdot 2 + 0,5 \cdot 1,8) \cdot 7 \cdot 1,35 \cdot 0,95 = 72,718 \text{ кН,} \end{aligned}$$

где  $g_{k,ост} = 0,5$  кН/м<sup>2</sup> – нормативная нагрузка от панелей оконного заполнения ([табл. П5.2](#));

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

Эксцентриситет этой нагрузки принимают относительно оси нижней ветви

$$e_4 = e_3 + e_5 = 350 + 100 = 450 \text{ мм (см. рис. 6),}$$

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

### 5.2.2. Нагрузки от крановых воздействий

Вертикальная крановая нагрузка передается на подкрановые балки в виде сосредоточенных сил  $P_{\max}$  и  $P_{\min}$  при их невыгодном положении на подкрановой балке. Расчетное давление на колонну, к которой приближена тележка, определяется по формуле:

$$D_{\max} = \psi_c \cdot P_{\max} \cdot \sum y_i \cdot \gamma_F \cdot \gamma_n;$$

на противоположную колонну:

$$D_{\min} = \psi_c \cdot P_{\min} \cdot \sum y_i \cdot \gamma_F \cdot \gamma_n;$$

где  $\psi_c = 0,85$  – коэффициент сочетаний при совместной работе двух кранов в одном пролете для групп режимов работы кранов 1К...6К;

$\gamma_F = 1,5$  – коэффициент безопасности по нагрузке для крановых нагрузок;

$P_{\max}$  – наибольшее вертикальное давление колес на подкрановую балку.

Согласно ГОСТ 25.711–83 ([табл. П6.1](#)) принимаются следующие характеристики крана (см. рис. 11, 12):

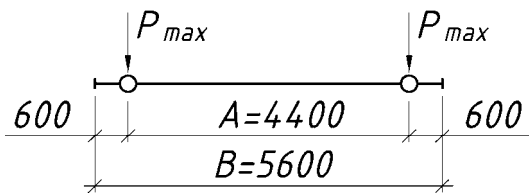


Рис. 11. Схема крана

- $Q = 20,0$  т;
- $P_{\max} = 180$  кН;
- $G_T = 63$  кН;
- $G_K = 255$  кН;
- $L_{кр} = 19500$  мм;
- $A = 4400$  мм;
- $B = 5600$  мм.

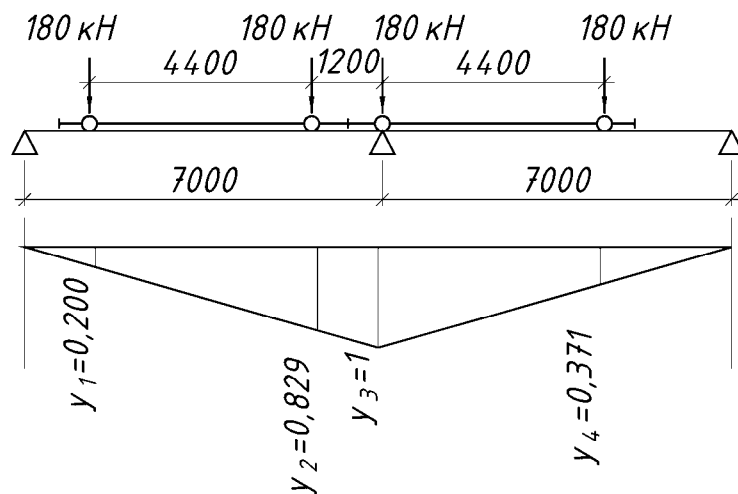


Рис. 12. Эпюра давления от колес двух сближенных кранов

Наименьшее давление колеса крана вычисляется по формуле:

$$P_{\min} = \frac{Q + G}{n_0} - P_{\max},$$

где  $Q$  – грузоподъемность крана в т;

$G$  – полный вес крана с тележкой;

$n_0$  – число колес на одной стороне крана ( $n_0 = 2$  для кранов  $Q \leq 30$  т).

Минимальное давление колеса:

$$P_{\min} = \frac{200 + (255 + 63)}{2} - 180 = 79 \text{ кН.}$$

Расчетное максимальное давление на колонну от двух сближенных кранов

$$D_{\max} = 0,85 \cdot 180 \cdot (0,200 + 0,829 + 1 + 0,371) \cdot 1,5 \cdot 0,95 = 523,26 \text{ кН.}$$

Расчетное минимальное давление на колонну от двух сближенных кранов

$$D_{\min} = 0,85 \cdot 79 \cdot (0,200 + 0,829 + 1 + 0,371) \cdot 1,5 \cdot 0,95 = 229,653 \text{ кН.}$$

Горизонтальные нагрузки, возникающие при торможении крановой тележки, передаются на колонны через тормозные балки или фермы.

Нормативную поперечную горизонтальную силу от торможения тележки  $T_{k,0}$  определяют по формуле (п. 4.4 СНиП 2.01.07-85 «Нагрузки и воздействия»):

$$T_{k,0} = 0,05 \cdot (Q + G_T) = 0,05 \cdot (200 + 63) = 13,15 \text{ кН,}$$

где  $G_T$  – вес тележки.

Нормативная поперечная сила, действующая на одно колесо с одной стороны моста крана:

$$T_k = \frac{T_{k,0}}{n_{tt}} = \frac{13,15}{2} = 6,575 \text{ кН,}$$

где  $n_{tt}$  – число тормозных колес тележки (для кранов с грузоподъемностью  $Q \leq 30$  т  $n_{tt} = 2$ ).

Расчетное горизонтальное давление на колонну от двух сближенных кранов составляет:

$$T = T_k \cdot \sum y_i \cdot \gamma_F \cdot \gamma_n = 6,575 \cdot 2,4 \cdot 1,5 \cdot 0,95 = 22,487 \text{ кН.}$$

### 5.2.3. Нагрузки от веса снегового покрова

Расчетная снеговая нагрузка на крайнюю колонну определяется по формуле:

$$Q_{d,s} = s_0 \cdot \mu \cdot \frac{L}{2} \cdot B \cdot \gamma_F \cdot \gamma_n,$$

где  $s_0$  – нормативное значение веса снегового покрова на  $1 \text{ м}^2$  горизонтальной поверхности земли, принимаемое в зависимости от района строительства.



Согласно изменения № 1 к СНиП 2.01.07-85 г. Витебск расположен в снеговом районе 2Б. Нормативное значение снеговой нагрузки –  $s_0 = 1,2$  кПа;

$\mu$  – коэффициент перехода от скатной кровли к горизонтальной поверхности. Для расчета рамы принимается  $\mu = 1$ , так как  $\alpha < 25^\circ$ ;

$\gamma_F = 1,5$  – коэффициент безопасности по нагрузке для снега (табл. А.2 [19]).

Тогда :

$$Q_{d,s} = 1,2 \cdot 1 \cdot \frac{21}{2} \cdot 7 \cdot 1,5 \cdot 0,95 = 125,685 \text{ кН.}$$

#### 5.2.4. Нагрузки от давления ветра

При расчете одноэтажных производственных зданий высотой до 36 м при отношении высоты к пролету менее 1,5, размещаемых в местностях типов А (открытая) и В (застроенная), учитывается только статическая составляющая ветровой нагрузки, соответствующая установившемуся напору на здание.

Расчетное значение статической составляющей ветровой нагрузки в зависимости от высоты над поверхностью земли определяется по формуле:

$$w_m = w_0 \cdot k \cdot c \cdot \gamma_F \cdot \gamma_n,$$

где  $w_0$  – нормативное значение ветрового давления, принимаемое в зависимости от района строительства. Согласно СНиП 2.01.07-85 (карта 3 Приложения 5) г. Витебск расположен в 1-м ветровом районе,  $w_0 = 0,23$  кПа;

$k$  – коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления в зависимости от высоты здания. Для местности типа В, при  $H = 5$  м; 10 м; 20 м и 40 м значения  $k$  (см. табл. 5.2) соответственно равны 0,5; 0,65; 0,85; 1,1;

$c$  – аэродинамический коэффициент;  $c = 0,8$  – для наветренной стороны,  $c' = 0,6$  – для подветренной стороны.

Ординаты фактических эпюр расчетной погонной нагрузки на одну раму на высоте 5, 10, 20 м (при отметке верха парапета до 20 м) для активной и пассивной составляющих ветровой нагрузки определяются по формуле

$$q_w = w_0 \cdot k \cdot c \cdot \gamma_F \cdot B \cdot \gamma_n, \text{ кН/м.}$$

Таблица 5.2

Ординаты ветрового давления и погонной ветровой нагрузки на раму

Отметка $h$ , м	$k$	Ветровое давление		Погонная нагрузка на раму	
		активная составляющая $w$ , кН/м <sup>2</sup>	пассивная составляющая $w'$ , кН/м <sup>2</sup>	активная составляющая, кН/м	пассивная составляющая, кН/м
5,0	0,5	0,138	0,1035	0,9177	0,6883
10,0	0,65	0,179	0,135	1,1904	0,8978
20,0	0,85	0,235	0,176	1,5628	1,1704

Эпюра ветрового давления на раму при действии ветра слева приведена на рис. 13. Промежуточные значения определены интерполяцией, например для  $H_i$

$$\text{в пределах } 10 \dots 20 \text{ м} - k_i = \frac{0,65 + (0,85 - 0,65) \cdot (H_i - 10)}{10}.$$

Для упрощения расчета фактическая ветровая нагрузка заменяется эквивалентной, равномерно распределенной по высоте колонны. Величина эквивалентной нагрузки определяется из условия равенства изгибающих моментов в защемлении стойки от действия фактической ветровой нагрузки и от равномерно распределенной нагрузки. Ветровая нагрузка на шатер (от низа до верха стропильной балки), заменяется сосредоточенной силой  $W$ , приложенной в уровне ригеля рамы.

От фактической эпюры момент в заделке составит:

$$\begin{aligned} M_A = & 0,9177 \cdot 10 \cdot \left( \frac{10}{2} + 0,15 \right) + \frac{1}{2} \cdot 5 \cdot (1,1904 - 0,9177) \cdot \left( \frac{2}{3} \cdot 5 + 5 + 0,15 \right) + \\ & + 1,1904 \cdot (10,7 - 10) \cdot \left( \frac{10,7 - 10}{2} + 10 + 0,15 \right) + \\ & + \frac{1}{2} \cdot (10,7 - 10) \cdot (1,2170 - 1,1904) \cdot \left( \frac{2}{3} \cdot (10,7 - 10) + 10 + 0,15 \right) = 61,892 \text{ кНм}, \end{aligned}$$

Эквивалентная, равномерно распределенная по высоте нагрузка на раму с наветренной стороны составит:

$$q_w = \frac{2 \cdot M_A}{h^2} = \frac{2 \cdot 61,892}{(10,7 + 0,15)^2} = 1,051 \text{ кН/м}.$$

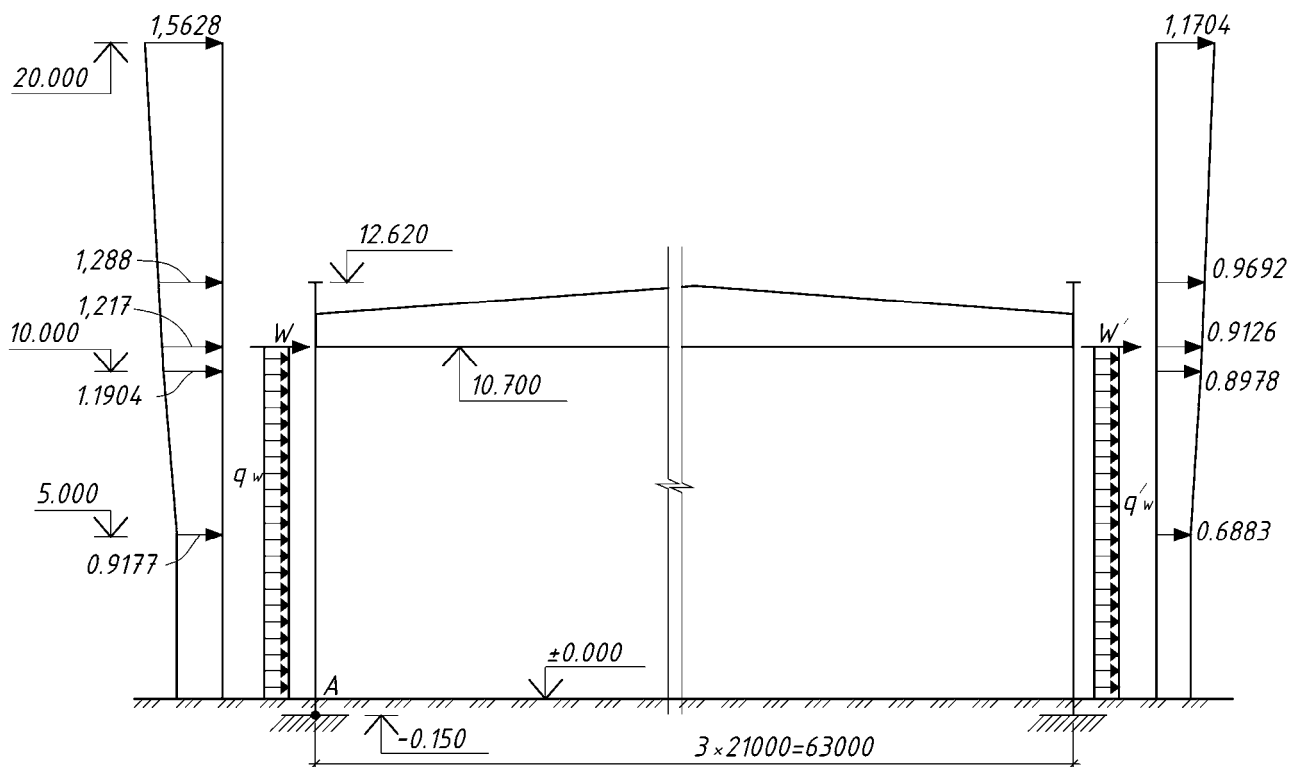


Рис. 13. Эпюра ветрового давления на раму

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

$$M_A = 1,217 \cdot (12,62 - 10,7) \cdot \left( \frac{12,62 - 10,7}{2} + 10,7 + 0,15 \right) + \frac{1}{2} \cdot (1,288 - 1,217) \cdot (12,62 - 10,7) \cdot \left( \frac{2}{3} \cdot (12,62 - 10,7) + 10,7 + 0,15 \right) = 28,423 \text{ кНм},$$

$$W = \frac{M_A}{h} = \frac{28,423}{(10,7 + 0,15)} = 2,6196 \text{ кН}.$$

Эквивалентная равномерно распределенная нагрузка и сосредоточенная сила, действующая на раму с заветренной стороны:

$$q'_w = \frac{c'}{c} \cdot q_w = \frac{0,6}{0,8} \cdot 1,051 = 0,788 \text{ кН/м};$$

$$W' = \frac{c'}{c} \cdot W = \frac{0,6}{0,8} \cdot 2,6196 = 1,965 \text{ кН}.$$

### 5.3. Статический расчет рамы на отдельные загрузки и формирование сочетаний усилий для расчетных сечений колонн

Заполняются таблицы исходных данных (табл. 5.3) 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. 5.4) с использованием рекомендаций [16]. В соответствии с п. 7.1.3.4 [20] для определения изгибной жесткости колонн, значение модуля упругости бетона рекомендуется принимать уменьшенным на 30% по сравнению с нормируемым значением.

Затем выполняется статический расчет рамы с определением усилий в расчетных сечениях рассчитываемой (крайней или средней) колонны (задается преподавателем) от отдельных загрузок (табл. 5.5). Подбор армирования надкрановой и подкрановой части колонны выполняют по результатам расчета двух характерных сечений каждой части (рис. 8, 9). Для подкрановой части – заделка в фундамент (сеч. IV-IV) и низ консоли (сеч. III-III), для надкрановой части – верх консоли (сеч. II-II) и оголовки колонны. Кроме того, расчетом определяют горизонтальные перемещения ригеля (табл. 5.6) для последующего его сопоставления с допустимыми по нормам значениями. СНиП [19] ограничивает горизонтальные перемещения одноэтажных промзданий с самонесущими стенами исходя из конструктивных требований (обеспечение целостности заполнения каркаса стенами, перегородками, оконными и дверными заполнениями) в зависимости от высоты здания  $H$  следующим значениями:

$$\text{При } H \leq 6 \text{ м} \text{ — } \frac{1}{150}H;$$

$$\text{при } H = 15 \text{ м} \text{ — } \frac{1}{200}H;$$

$$\text{при } H \geq 30 \text{ м} \text{ — } \frac{1}{300}H.$$

Для промежуточных значений  $H$  используют линейную интерполяцию. Для зданий с навесными стенами предельные перемещения допускается увеличить на 30% (но принимать не более  $\frac{1}{150}H$ ).

Исходные данные для расчета на ЭВМ

		–	Шифр расчета (две латинские буквы)
		–	Фамилия и инициалы (русские буквы)
		–	Номер группы (112xxx)
		–	Количество пролетов
		м	Размер пролета в осях
		м	Расстояние от обреза фундамента до верха консоли
		м	Высота надкрановой части колонны
		м	Высота подкрановой балки
		мм	Привязка крайней колонны
		МПа	Модуль упругости бетона колонн
		–	Код сечения <i>подкрановой</i> части <i>КРАЙНЕЙ</i> колонны: сплошное (прямоугольное) – 0; сквозное – 5
		мм	Ширина и высота сечения, высота сечения ветви <sup>1</sup> <i>подкрановой</i> части
		мм	Высота сечения <i>надкрановой</i> части
		–	<sup>2</sup> Код сечения <i>подкрановой</i> части <i>СРЕДНЕЙ</i> колонны: сплошное (прямоугольное) – 0; сквозное – 5
		мм	<sup>2</sup> Ширина и высота сечения, высота сечения ветви <sup>1</sup> <i>подкрановой</i> части
		мм	<sup>2</sup> Высота сечения <i>надкрановой</i> части
		кН	Нагрузка на <i>КРАЙНЮЮ</i> колонну от собственного веса покрытия
		м	Эксцентриситет ее приложения относительно оси <i>надкрановой</i> части
		кН	<sup>3</sup> Нагрузка от собственного веса парпетных панелей
		кН	<sup>3</sup> Нагрузка от собственного веса стеновых панелей
		мм	Толщина стеновых панелей
		кН	Нагрузка от собственного веса подкрановой балки
		кН	Нагрузка на <i>КРАЙНЮЮ</i> колонну от веса снегового покрова
		кН   кН/м	Сосредоточенная и распределенная <i>активная</i> нагрузка от давления ветра $W$ $q_w$
		кН   кН/м	Сосредоточенная и распределенная <i>пассивная</i> нагрузка от давления ветра $W'$ $q'_w$
		кН	Вертикальная крановая нагрузка $D_{\max}$ $D_{\min}$
		кН	Нагрузка от торможения крана
		–	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 0,01кН.

## Распечатка исходных данных для статического расчета на ЭВМ

Кафедра "Железобетонные и каменные конструкции"

Статический расчет одноэтажной рамы по КП

"Одноэтажное производственное здание "

Ivanov I.I. 112xxx (шифр расчета - ii)

\*\*\* Общие данные по расчету \*\*\*

3 – 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

27000 – 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 парапетных панелей, кН

72.718 – Расчетная нагрузка от собственного веса перемычечных 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

2.62 – Сосредоточенная активная Расчетная нагрузка от давления ветра  $W$ , кН

1.051 – Распределенная активная Расчетная нагрузка от давления ветра  $q_w$ , кН/м

1.965 – 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

$K$  – крайняя колонна

## Усилия /напряжения/ в элементах

Единицы измерения усилий: кН									
Единицы измерения моментов: кН*м									
Разработан SCAD Group (Украина, Киев)									
Tue Feb 20 18:11:25 2007 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	-5.84219	-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	-4.98988	-4.96048	.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

Таблица 5.6

## Горизонтальные перемещения ригеля от отдельных моментов

2		5	2		5
1 - (постоянные нагрузки - собственный вес)			9 - (крановая нагрузка в 3-м пролете - $D_{max}$ слева)		
X	.374684	-.002904	X	4.39623	20.0536
Z	-.585913	-1.21149	Z		.11127
UY	-.158752	-.96915	UY	1.11217	2.49353
2 - (нагрузка от веса снегового покрова)			10 - (крановая нагрузка в 3-м пролете - $D_{max}$ слева)		
X	-.249218	-.000592	X	-.561596	-2.56175
Z	.145979	-.394152	Z		-.014214
UY	-.123518	-.022456	UY	-.142073	-.318535
3 - (ветровая нагрузка - ветер слева)			11 - (нагрузка от торможения тележки крана, справа)		
X	6.1266	15.4062	X	-8.0403	-6.5277
Z		.129957	Z		-.150378
UY	1.2994	.966292	UY	-1.50429	1.13123
4 - (ветровая нагрузка - ветер справа)			12 - (то же, приложенная слева к колонне)		
X	-5.43914	-15.4052	X	-1.58484	-7.22937
Z		-.118833	Z		-.040113
UY	-1.1881	-1.2035	UY	-.400938	-.898921
5 - (крановая нагрузка в 1-м пролете - $D_{max}$ слева)			13 - (то же, приложенная справа к колонне)		
X	10.6202	2.56656	X	-1.58484	-7.22937
Z	-.60775	-.252202	Z		-.040113
UY	3.55813	-3.34529	UY	-.40093	-.898921
6 - (крановая нагрузка в 1-м пролете - $D_{max}$ слева)			14 - (то же, приложенная слева к колонне)		
X	.018328	-20.0549	X	-1.58459	-7.22823
Z	-.266778	-.228236	Z		-.040106
UY	.387147	-4.10221	UY	-.400875	-.898779
7 - (крановая нагрузка в 2-м пролете - $D_{max}$ слева)			15 - (то же, приложенная справа к колонне)		
X	3.22731	14.7215	X	-1.58459	-7.22823
Z		.081684	Z		-.040106
UY	.816454	1.83052	UY	-.400875	-.898779
8 - (крановая нагрузка в 2-м пролете - $D_{max}$ слева)			16 - (нагрузка от торможения крана)		
X	-3.226	-3.226	X	-1.43035	-6.52463
Z			Z		-.036202
UY	-.816122	-.816122	UY	-.361853	-.811292



Для последующего формирования наиболее невыгодных комбинаций загрузений, усилия в расчетных сечениях колонн от отдельных загрузений удобно представить в табличной форме (табл. 5.7). В соответствии с п. А.4 [20], при расчете конструкций по предельным состояниям первой группы, при отсутствии особых воздействий расчетные значения постоянных и переменных нагрузок при постоянных расчетных ситуациях следует объединять в два основных комбинационных сочетания (формулы А.4 и А.5 [20]):

— *первое основное сочетание*

$$N_{Sd,1} = \sum_j (\gamma_{G,j} \cdot G_{k,j}) + \sum_{i=1} (\gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}); \quad (1)$$

— *второе основное сочетание*

$$N_{Sd,2} = \sum_j (\xi \cdot \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j}) + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} (\gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}); \quad (2)$$

где  $G_{k,j}$  — нормативные значения постоянных нагрузок;

$Q_{k,1}$  — нормативное значение доминирующей переменной нагрузки;

$Q_{k,i}$  — нормативные значения сопутствующих переменных нагрузок;

$\gamma_{G,j}$  — частный коэффициент безопасности для постоянных нагрузок;

$\gamma_{Q,i}$  — то же, для переменных нагрузок;

$\psi_{0,i}, \psi_{1,1}, \psi_{2,i}$  — коэффициенты сочетаний переменных нагрузок, принимаемые по табл. А.1 [20];

$\xi$  — коэффициент уменьшения для неблагоприятно действующей постоянной нагрузки, принимаемый равным 0,85.

Значения коэффициентов сочетаний  $\psi_0$  (редкое сочетание) в зависимости от вида переменной нагрузки принимаются по табл. А.1 [20]. В общем случае, в качестве доминирующей переменной нагрузки, следует рассматривать несколько (наиболее значительных по величине) нагрузок и, в результате сопоставления суммарного значения рассматриваемого усилия в данном расчетном сечении, для дальнейшего расчета принимают вариант, дающий наибольшее значение. Поэтому для вариантных расчетов, по каждому виду переменного загрузения в табл. 5.7 и 5.8 представлено два значения – при  $\psi_0 = 1$  (как для доминирующего значения) и при  $\psi_0 < 1$  (как для сопутствующего значения).

Таблица 5.7

Усилия в надкрановой части крайней колонны по результатам статического расчета

Вид загрузки	Номер загрузки	Коэффициент сочетаний $\psi$	Расчетные усилия			Горизонтальное смещение, мм	Расчетные усилия		
			Сечение I-I				Сечение II-II		
			$M$ , кНм	$N$ , кН	$V$ , кН		$M$ , кНм	$N$ , кН	$V$ , кН
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Постоянная нагрузка	1	1	31,637	371,151	-9,322	0,005	2,854	387,009	9,322
		0,8 5	26,891	315,478	-7,924		2,426	328,958	7,924
Снеговая нагрузка	2	1	-3,247	129,786	-1,973	0,001	4,051	129,786	1,973
		0,7	-2,273	-90,850	-1,381		2,836	-90,850	1,381
Ветровая нагрузка (ветер слева)	3	1	—	—	2,441	4,25	-1,578	—	1,587
		0,6	—	—	1,465		-0,947	—	0,952
Ветровая нагрузка (ветер справа)	4	1	—	—	-1,387	-4,24	-0,440	—	1,624
		0,6	—	—	-0,832		-0,264	—	0,974
Вертикальная крановая нагрузка в 1-м пролете ( $D_{\max}$ ) слева	5	1	—	—	26,194	2,31	96,919	—	26,194
		0,8	—	—	20,955		77,535	—	20,955
Вертикальная крановая нагрузка в 1-м пролете ( $D_{\max}$ ) справа	6	1	—	—	16,975	12,37	62,806	—	16,975
		0,8	—	—	13,580		50,245	—	13,580

Продолжение табл. 5.7

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Вертикальная крановая нагрузка во 2-м пролете ( $D_{\max}$ ) слева	7	1	—	—	-3,809	9,31	14,092	—	—
		0,8	—	—	-3,047		11,274	—	—
Вертикальная крановая нагрузка во 2-м пролете ( $D_{\max}$ ) справа	8	1	—	—	3,804	-9,30	—	—	3,804
		0,8	—	—	3,043		14,075	—	—
Вертикальная крановая нагрузка в 3-м пролете ( $D_{\max}$ ) слева	9	1	—	—	-5,062	12,37	18,730	—	—
		0,8	—	—	-4,050		11,260	—	—
Вертикальная крановая нагрузка в 3-м пролете ( $D_{\max}$ ) справа	10	1	—	—	0,943	-2,30	-3,488	—	0,943
		0,8	—	—	0,754		14,984	—	—

Окончание табл. 5.7

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Поперечное торможение в 1-м пролете (слева)	11	1	—	—	-11,103*	-4,59*	19,017*	—	10,960*
		0,8	—	—	8,882*		15,214*	—	8,768*
Поперечное торможение в 1-м пролете (справа)	12	1	—	—	1,935*	4,73*	7,159*	—	1,935*
		0,8	—	—	1,548*		5,727*	—	1,548*
Поперечное торможение в 2-м пролете (слева)	13	1	—	—	1,935*	4,73*	7,159*	—	1,935*
		0,8	—	—	1,548*		5,727*	—	1,548*
Поперечное торможение в 2-м пролете (справа)	14	1	—	—	1,934*	4,73*	7,155*	—	1,934*
		0,8	—	—	1,547*		5,724*	—	1,547*
Поперечное торможение в 3-м пролете (слева)	15	1	—	—	1,934*	4,73*	7,155*	—	1,934*
		0,8	—	—	1,547*		5,724*	—	1,547*
Поперечное торможение в 3-м пролете (справа)	16	1	—	—	1,874*	4,58*	6,935*	—	1,874*
		0,8	—	—	1,499*		5,548*	—	1,499*
<i>Примечание.</i> (*) Помечены величины перемещений и усилий от действия знакопеременной нагрузки									

Таблица 5.8

Усилия в подкрановой части крайней колонны по результатам статического расчета

Вид загрузки	Номер загрузки	Коэффициент сочетаний $\psi$	Расчетные усилия								
			Сечение III-III			Сечение IV-IV ( $\gamma_F > 1$ )			Сечение IV-IV ( $\gamma_F = 1$ )		
			M, кНм	N, кН	V, кН	M, кНм	N, кН	V, кН	M, кНм	N, кН	V, кН
1	2	3	4	5	6	8	9	10	11	12	13
Постоянная нагрузка	1	1	-34,930	540,91 2	- 9,322	31,72 3	- 589,612	- 9,322	22,659	- 421,15 1	- 6,659
		0,8 5	-29,691	- 459,77 5	- 7,924	26,96 5	- 501,170	- 7,924	19,260	- 357,97 9	- 5,660
Снеговая нагрузка	2	1	-8,927	- 129,78 6	- 1,973	5,176	- 129,786	- 1,973	3,697	- 92,704	- 1,409
		0,7	-6,249	- 90,850	- 1,381	3,623	-90,850	- 1,381	2,588	- 64,893	- 0,987
Ветровая нагрузка (ветер слева)	3	1	-1,578	—	- 1,588	37,60 9	—	- 9,366	26,864	—	- 6,690
		0,6	-0,947	—	- 0,953	22,56 5	—	- 5,620	16,118	—	- 4,014
Ветровая нагрузка (ветер справа)	4	1	-0,440	—	1,625	32,87 4	—	7,441	- 23,481	—	5,315
		0,6	-0,264	—	0,975	19,72 4	—	4,465	- 14,089	—	3,189

Продолжение табл. 5.8

1	2	3	4	5	6	8	9	10	11	12	13
Вертикальная крановая нагрузка ( $D_{\max}$ ) в 1-м пролете слева	5	1	146,231	540,334 <sup>-</sup>	26,794	41,057 <sup>-</sup>	540,334 <sup>-</sup>	26,194	29,326 <sup>-</sup>	385,953 <sup>-</sup>	18,710
		0,8	116,875	432,267 <sup>-</sup>	21,435	32,846 <sup>-</sup>	432,267 <sup>-</sup>	20,955	23,461 <sup>-</sup>	308,762 <sup>-</sup>	14,968
Вертикальная крановая нагрузка ( $D_{\max}$ ) в 1-м пролете справа	6	1	43,907	237,146 <sup>-</sup>	16,975	77,461 <sup>-</sup>	237,146 <sup>-</sup>	16,975	55,329 <sup>-</sup>	169,390 <sup>-</sup>	12,125
		0,8	35,126	189,717 <sup>-</sup>	13,580	61,969 <sup>-</sup>	189,717 <sup>-</sup>	13,580	44,263 <sup>-</sup>	135,512 <sup>-</sup>	9,700
Вертикальная крановая нагрузка ( $D_{\max}$ ) в 2-м пролете слева	7	1	14,092	—	-3,809	41,325	—	-3,809	29,518	—	-2,721
		0,8	11,274	—	-2,047	33,060	—	-3,047	23,614	—	-2,177
Вертикальная крановая нагрузка ( $D_{\max}$ ) в 2-м пролете справа	8	1	-14,075	—	3,804	41,275 <sup>-</sup>	—	3,804	29,482 <sup>-</sup>	—	2,717
		0,8	-11,260	—	3,043	33,020 <sup>-</sup>	—	3,043	23,586 <sup>-</sup>	—	2,174
Вертикальная крановая нагрузка ( $D_{\max}$ ) в 3-м пролете слева	9	1	18,730	—	-5,062	54,924	—	-5,062	39,231	—	-3,616
		0,8	14,984	—	-4,050	43,939	—	-4,050	31,385	—	-2,893
Вертикальная крановая нагрузка ( $D_{\max}$ ) в 3-м пролете справа	10	1	-3,488	—	0,943	10,229 <sup>-</sup>	—	0,943	-7,306 <sup>-</sup>	—	0,674
		0,8	-2,790	—	0,754	-8,183 <sup>-</sup>	—	0,754	-5,845 <sup>-</sup>	—	0,539
Поперечное торможение в 1-м пролете (слева)	11	1	19,017*	—	10,960*	59,347*	—	10,960*	42,391*	—	7,829*
		0,8	15,214*	—	8,768*	47,478*	—	8,768*	33,913*	—	6,263*

1	2	3	4	5	6	8	9	10	11	12	13
Поперечное торможение в 1-м пролете (справа)	12	1	-7,159*	—	1,935*	—	—	1,935*	—	—	1,382*
		0,8	-5,727*	—	1,548*	—	—	1,548*	—	—	1,106*
Поперечное торможение в 2-м пролете (слева)	13	1	-7,159*	—	1,935*	—	—	1,935*	—	—	1,382*
		0,8	-5,727*	—	1,548*	—	—	1,548*	—	—	1,106*
Поперечное торможение в 2-м пролете (справа)	14	1	-7,155*	—	1,934*	—	—	1,934*	—	—	1,381*
		0,8	-5,724*	—	1,547*	—	—	1,547*	—	—	1,105*
Поперечное торможение в 3-м пролете (слева)	15	1	-7,155*	—	1,934*	—	—	1,934*	—	—	1,381*
		0,8	-5,724*	—	1,547*	—	—	1,547*	—	—	1,105*
Поперечное торможение в 3-м пролете (справа)	16	1	-6,935*	—	1,874*	—	—	1,874*	—	—	1,339*
		0,8	-5,548*	—	1,499*	—	—	1,499*	—	—	1,071*
<i>Примечание.</i> (*) помечены величины перемещений и усилий от действия знакопеременной нагрузки											

Для каркаса одноэтажного здания, оборудованного мостовыми опорными кранами, очевидно, что в качестве доминирующей необходимо рассматривать или крановую или ветровую нагрузку. Хотя для надкрановой части колонны более невыгодными могут быть и другие нагрузки (см. пример, табл. 5.10).

Практика проектирования типовых колонн показала, что наиболее удобно применять симметричное армирование сечений подкрановой и надкрановой части сечений, так как максимальные значения суммарных моментов положительного и отрицательного значения в расчетных сечениях не сильно отличаются по величине. При заданном симметричном армировании кривая прочности нормального сечения внецентренно-сжатого элемента (в координатах  $N$ - $M$ ) имеет характерную форму, приведенную на рис. 14. Иными словами, в области больших эксцентриситетов (малых  $N$ ), с уменьшением продольной силы предельный момент может также уменьшаться. Поэтому, для железобетонных колонн принцип выбора наиболее опасной комбинации (сочетания) нагрузок по максимальным приведенным напряжениям, строго говоря, не применим.

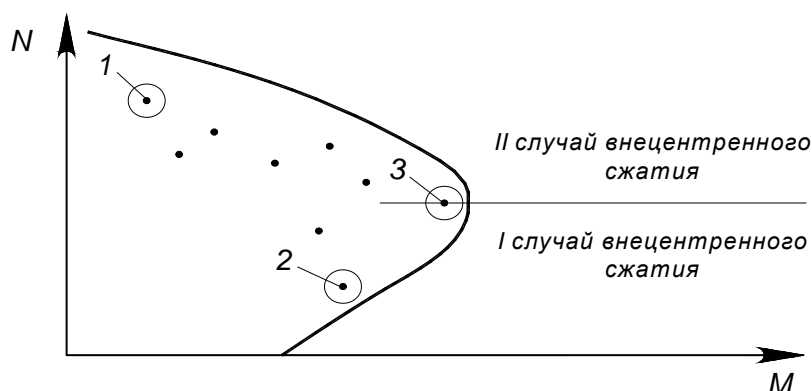


Рис. 14. К выбору наиболее опасных сочетаний усилий  $N$  (продольная сила) и  $M$  (изгибающий момент):  
 1 –  $N_{\max}$ ,  $M_{\text{соотв.}}$ ; 2 –  $N_{\min}$ ,  $M_{\text{соотв.}}$ ; 3 –  $|M_{\max}|$ ,  $N_{\text{соотв.}}$

В общем случае проверку прочности (подбор арматуры) необходимо выполнять для всех сочетаний нагрузок, что при расчете на ЭВМ не вызывает затруднений. Практикой проектирования установлено, что при подборе арматуры, максимально необходимое армирование может быть вычислено рассмотрением для каждого сечения (каждой части колонны) только трех сочетаний, включающих следующие наиболее невыгодные комбинации  $M_i$  и  $N_i$ , в которых вероятность «выхода» точки  $i$ , соответствующей данной комбинации, за кривую прочности сечений (рис. 14), наиболее высока: 1)  $N_{\max}$  и  $M_{\text{соотв.}}$ ; 2)  $N_{\min}$  и  $M_{\text{соотв.}}$  (максимальное); 3)  $|M_{\max}|$  и  $N_{\text{соотв.}}$ .



При формировании сочетания, дающего  $N_{\min}$ , расчетные усилия от собственного веса принимаются при коэффициенте безопасности  $\gamma_F = 1$  (благоприятный эффект воздействия). Следует помнить, что в каждой из этих комбинаций для каждого из двух основных сочетаний следует рассматривать варианты расчета с различными доминирующими нагрузками. Для уменьшения количества рассматриваемых сочетаний можно учесть тот факт, что для надкрановой части наибольшие усилия всегда возникают в сечении II-II, и подбор арматуры по всей длине данной части выполняют соответственно только по сечению II-II.

В подкрановой части, армирование принимают по всей ее длине также одинаковым, поэтому можно рассматривать не шесть сочетаний (по три для сечений III-III и IV-IV), а только любые три из них, соответствующие трем наиболее опасным, отобранным по приведенному выше принципу.

При формировании сочетаний, включающих крановую нагрузку, следует помнить, что, если учитывается нагрузка  $T$ , то обязательно должна быть учтена и вертикальная составляющая крановой нагрузки  $D$  (но не наоборот). При этом, если одновременно учитываются крановые нагрузки в разных пролетах (с соответствующими коэффициентами сочетаний), то они рассматриваются как одна нагрузка. Пример вычисления значений усилий для вариантов сочетаний с различными доминирующими нагрузками для опасного сочетания  $|M_{\max}/, N_{\text{соотв.}}$  в сечении II-II приведен в табл. 5.9. Сводные результаты составления опасных сочетаний нагрузок для подбора арматуры по надкрановой и подкрановой части крайней колонны также даны в табл. 5.10. При определении перемещения каркаса от нагрузок в рассматриваемом сечении, коэффициенты безопасности и динамичности принимают равными единице.

## **5.4. Расчет продольного армирования крайней колонны**

### **5.4.1. Основные положения по расчету сечений колонн с учетом продольного изгиба**

В нормах [20] для гибких элементов допускается приближенно учитывать влияние прогиба (продольного изгиба) на изгибающие моменты в опасных сечениях путем умножения значений моментов на коэффициент  $\eta > 1$ . Особенности учета продольного изгиба зависят от горизонтальной «податливости» каркаса. В этой связи различают «смещаемые» и «несмещаемые» каркасы, в которых влияние взаимных перемещений верхних и нижних опор на расчетные моменты незначительно (что не исключает достаточно больших прогибов колонн в промежуточных точках по длине).

Таблица 5.9

Варианты подбора загружений для комбинации усилий  $M_{\max}$ ,  $N_{\text{соотв}}$  в сечении II–II  
1-е основное сочетание

Усилие	Постоянная нагрузка	Переменные нагрузки			
вариант 1					
$M$	2,854	$+ 0,7 \cdot 4,051 + 0,8 \cdot (18,73 + 7,155) = 26,398$ кНм; $N_{\text{соотв}} = -477,859$ кН			
№ загр.	1	2	9	15 <sup>+</sup>	
вариант 2					
$M$	2,854	$+ 0,7 \cdot 4,051 + 0,8 \cdot \frac{0,7}{0,85} \cdot (14,092 + 7,159) + 0,8 \cdot \frac{0,7}{0,85} (18,73 + 7,155) = 36,744$ кНм; $N_{\text{соотв}} = -477,859$ кН			
№ загр.	1	2	7	13 <sup>+</sup>	9 15 <sup>+</sup>

2-е основное сочетание

Усилие	Постоянная нагрузка	Доминирующая нагрузка	Сопутствующие нагрузки		
вариант 1					
$M$	$0,85 \cdot 2,854$	$+ 4,051$	$+ 0,8 \cdot (18,73 + 7,155) = 27,185$ кНм; $N_{\text{соотв}} = -458,744$ кН		
№ загр.	1	<u>2</u>	9	15 <sup>+</sup>	
вариант 2					
$M$	$0,85 \cdot 2,854$	$+ 4,051$	$+ 0,8 \cdot \frac{0,7}{0,85} \cdot (14,092 + 7,159) + 0,8 \cdot \frac{0,7}{0,85} \cdot (18,73 + 7,155) = 37,531$ кН; $N_{\text{соотв}} = -458,744$ кН		
№ загр.	1	<u>2</u>	7	13 <sup>+</sup>	9 15 <sup>+</sup>
вариант 3					
$M$	$0,85 \cdot 2,854$	$+ (18,73 + 7,155)$	$+ 0,7 \cdot 4,051 = 31,147$ кНм; $N_{\text{соотв}} = -419,808$ кН		
№ загр.	1	<u>9</u>	<u>15</u> <sup>+</sup>	2	
вариант 4					
$M$	$0,85 \cdot 2,854$	$+ \frac{0,7}{0,85} \cdot (14,092 + 7,159) + \frac{0,7}{0,85} \cdot (18,73 + 7,155)$		$+ 0,7 \cdot 4,051 = 44,080$ кНм; $N_{\text{соотв}} = -419,808$ кН	
№ загр.	1	<u>7</u>	<u>13</u> <sup>+</sup>	<u>9</u>	<u>15</u> <sup>+</sup> 2

Таблица 5.10

## Комбинации усилий в сечениях крайней колонны

Сечения колонны	Вид усилия	Расчетные усилия, (кН, кНм)			
		$M^+_{\max}, N_{\text{соотв}}$	$M^-_{\max}, N_{\text{соотв}}$	$N_{\max}, M_{\text{соотв}}$	$N_{\min}, M_{\text{соотв}}$
II-II 1-е осн. сочетание	<i>M</i>	<u>1, 2, 7,13<sup>+</sup>, 9,15<sup>+</sup></u> 36,744	<u>1, 3, 5,11<sup>-</sup></u> -90,842	<u>1, 2, 3, 5,11<sup>-</sup></u> -88,006	<u>1, 3, 5,11<sup>-</sup></u> -90,842
	<i>N</i>	-477,859	-387,009	-477,859	-387,009
	<i>V</i>	-19,096	1,913	0,532	-19,449
2-е осн. сочетание	<i>M</i>	<u>1, 2, 7,13<sup>+</sup>, 9,15<sup>+</sup></u> 44,080	<u>1, 3, 5,11<sup>-</sup></u> -114,457	<u>1, 2, 3, 5,11<sup>-</sup></u> -87,219	<u>1, 3, 5,11<sup>-</sup></u> -114,457
	<i>N</i>	-419,808	-328,958	-458,744	-328,958
	<i>V</i>	-19,797	-6,358	1,338	6,358
III-III 1-е осн. сочетание	<i>M</i>	<u>1, 5,11<sup>+</sup></u> 97,268	<u>1, 2, 3, 8,14<sup>-</sup>, 10,16<sup>-</sup></u> -62,980	<u>1, 2, 5,11<sup>+</sup></u> 91,019	<u>1, 3, 8,14<sup>-</sup>, 10,16<sup>-</sup></u> -55,788
	<i>N</i>	-973,129	-631,762	-1064,029	-540,912
	<i>V</i>	20,881	-6,020	19,500	-4,639
2-е осн. сочетание	<i>M</i>	<u>1, 5,11<sup>+</sup></u> 135,557	<u>1, 2, 3, 8,14<sup>-</sup>, 10,16<sup>-</sup></u> -62,954	<u>1, 2, 5,11<sup>+</sup></u> 129,308	<u>1, 3, 8,14<sup>-</sup>, 10,16<sup>-</sup></u> -55,527
	<i>N</i>	-1000,109	-550,625	-1090,959	-459,775
	<i>V</i>	29,83	-4,135	28,449	-1,832
IV-IV (при $\gamma_F > 1$ ) 1-е осн. сочетание	<i>M</i>	<u>1, 2, 3, 7,13<sup>+</sup>, 9,15<sup>+</sup></u> 148,976	<u>1, 4, 6,12<sup>-</sup>, 8,14<sup>-</sup></u> -93,881	<u>1, 2, 3, 5,11<sup>+</sup></u> 72,543	<u>1, 3, 7,13<sup>+</sup>, 9,15<sup>+</sup></u> 145,353
	<i>N</i>	-680,462	-745,849	-1112,729	-589,612
	<i>V</i>	-24,716	11,382	-4,136	-23,335
2-е осн. сочетание	<i>M</i>	<u>1, 2, 3, 7,13<sup>+</sup>, 9,15<sup>+</sup></u> 166,984	<u>1, 4, 6,12<sup>-</sup>, 8,14<sup>-</sup></u> -125,108	<u>1, 2, 4, 5,11<sup>-</sup></u> -89,540	<u>1, 3, 7,13<sup>+</sup>, 9,15<sup>+</sup></u> 163,361
	<i>N</i>	-592,020	-696,467	-1132,354	-501,170
	<i>V</i>	-27,721	16,83	30,825	-24,036
IV-IV (при $\gamma_F = 1$ ) 1-е осн. сочетание	№ загр. <i>M</i>	<u>1, 2, 3, 7,13<sup>+</sup>, 9,15<sup>+</sup></u> 106,411	<u>1, 4, 6,12<sup>-</sup>, 8,14<sup>-</sup></u> -67,058	<u>1, 2, 3, 5,11<sup>-</sup></u> 51,817	<u>1, 3, 7,13<sup>+</sup>, 9,15<sup>+</sup></u> 103,829
	<i>N</i>	-486,044	-532,749	-794,806	-421,151
	<i>V</i>	-17,458	8,129	-2,950	-16,471
2-е осн. сочетание	№ загр. <i>M</i>	<u>1, 2, 3, 7,13<sup>+</sup>, 9,15<sup>+</sup></u> 119,273	<u>1, 4, 6,12<sup>-</sup>, 8,14<sup>-</sup></u> -89,364	<u>1, 2, 4, 5,11<sup>-</sup></u> -63,958	<u>1, 3, 7,13<sup>+</sup>, 9,15<sup>+</sup></u> 116,685
	<i>N</i>	-422,872	-497,477	-808,825	-357,979
	<i>V</i>	-17,908	12,027	23,081	-16,921

*Примечание.* Номера загружений, принятых в качестве доминирующих, выделены подчеркиванием.

Тип каркаса зависит от его геометрических параметров, величины продольных нагрузок на все элементы каркаса и т.д. (п. 7.1.3.10 и п. 7.1.3.11 [20]) и определяется достаточно трудоемкими расчетами. Практика проектирования каркасов одноэтажных производственных зданий, оборудованных мостовыми опорными кранами показывает, что для унифицированных габаритных схем каркасов, параметров колонн и нагрузок, в подавляющем большинстве случаев каркасы будут относиться к разряду несмещаемых. Общий ход расчета продольного армирования надкрановой и подкрановой части колонны с учетом продольного изгиба в соответствии с [20], рассматривая каркас несмещаемым, включает в себя:

1) Определение гибкости элемента (формула (7.45) [20]):

$$\lambda = l_0 / i, \quad (3)$$

где  $l_0$  – расчетная длина рассматриваемой части колонны, определяемая согласно п. 7.1.3.8 [20] для колонн одноэтажных промышленных зданий с шарнирным опиранием несущих конструкций покрытий, жестких в своей плоскости (способных передавать горизонтальные усилия) – по табл. 7.4. [20] (см. [табл. П4.1](#)).

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} \text{ – радиус инерции для прямоугольного сечения.}$$

2) Определение необходимости учета продольного изгиба. В соответствии с п. 7.1.3.16 [20], для сжатых элементов несмещаемых рам, которые удовлетворяют условию (формула (7.69) [20])

$$\lambda \leq 34 - 12 \frac{M_{\min}}{M_{\max}}, \quad (4)$$

продольный изгиб допускается не учитывать.

$M_{\max}$  – наибольший (по абсолютной величине) изгибающий момент в одном из опорных сечений элемента (принимается всегда положительным);

$M_{\min}$  – соответствующий изгибающий момент в противоположном опорном сечении при том же сочетании нагрузок (может быть положительным или отрицательным).

В формуле (3) отношение  $\frac{M_{\min}}{M_{\max}} \geq (-0,5)$ , причем значение  $\frac{M_{\min}}{M_{\max}}$  принимается положительным, если по всей длине колонны кривизна не меняет знака.

3) Определение  $\eta_{ns}$  – коэффициента увеличения момента в гибких сжатых элементах, выполняется по формуле (7.62) [20]:

$$\eta_{ns} = \frac{1}{1 - \frac{N_{sd}}{N_{crit}}}. \quad (5)$$

Коэффициент  $\eta_{ns}$  принимается не более 2,5. В противном случае необходимо увеличить высоту сечения соответствующей части колонны.

$$N_{crit} = \frac{6,4E_{cm}}{l_0^2} \cdot \left[ \frac{I_c}{k_{lt}} \cdot \left( \frac{0,11}{0,1 + \frac{\delta_e}{\varphi_p}} + 0,1 \right) + \alpha_e \cdot I_s \right], \quad (6)$$

где  $I_c$  – момент инерции сечения бетона относительно центра тяжести сечения элемента;

$I_s$  – момент инерции площади сечения арматуры относительно центра тяжести сечения элемента;

$k_{lt}$  – коэффициент, определяемый по формуле (6) (формула (7.64) [20]), при этом  $M_{sd,1}$  и  $M_{lt,1}$  в рассматриваемом сечении определяются относительно оси, параллельной линии, ограничивающей сжатую зону, и проходящей через центр наиболее растянутого и наименее сжатого (при полностью сжатом сечении) стержня арматуры, соответственно от действия полной нагрузки и от практически постоянного сочетания нагрузок.

$$k_{lt} = 1 + \beta_1 \frac{M_{lt,1}}{M_{sd,1}} \leq 1 + \beta_1, \quad (7)$$

где  $\beta_1$  – коэффициент, принимаемый в зависимости от вида бетона по табл. 5.11;

$$M_{lt,1} = M_{lt} + N_{lt} \cdot \left( \frac{h}{2} - c \right);$$

$$M_{sd,1} = M_{sd} + N_{sd} \cdot \left( \frac{h}{2} - c \right).$$

Если изгибающие моменты (или эксцентриситеты) от действия полной нагрузки и практически постоянного сочетания нагрузок имеют разные знаки, то следует учитывать указания п. 7.1.3.15 [20].

$$\delta_e = \frac{e_0}{h} - \text{относительный эксцентриситет};$$

$$e_0 = e_c + e_a - \text{начальный эксцентриситет продольной силы};$$

$$e_c = \frac{M_{sd}}{N_{sd}},$$

где  $M_{sd}$  – полный расчетный момент в сечении, определяемый из статического расчета без учета продольного изгиба;

$e_a$  – случайный эксцентриситет, принимаемый бóльшим из следующих значений:

1)  $e_a = \frac{l_{col}}{600}$  – в плосконапряженных (балках-стенках) и каркасных системах с

несмещаемыми узлами; здесь  $l_{col}$  – расстояние между точками закрепления элемента. Для консольных элементов  $l_{col} = l_0$ .

2)  $e_a = \frac{h}{30}$ , здесь  $h$  — высота сечения элемента в плоскости действия расчет-

ного момента.

3) для сборных элементов  $e_a = 20$  мм.

При этом,  $\delta_e \geq \delta_{e,min}$ , где  $\delta_{e,min}$  определяется по формуле (7.65) [20]

$$\delta_{e,min} = 0,5 - 0,01 \frac{l_0}{h} - 0,01 f_{cd}, \quad (8)$$

здесь  $f_{cd}$  – в МПа;

$\varphi_p$  – коэффициент, учитывающий влияние предварительного напряжения арматуры на жесткость элемента; при равномерном обжатии сечения напрягаемой арматурой  $\varphi_p$  определяется по формуле (7.66) [20]

$$\varphi_p = 1 + 15 \cdot \frac{\sigma_{cd}}{f_{cd}} \cdot \frac{e_0}{h}, \quad (9)$$

здесь  $\sigma_{cd}$  – определяется при коэффициенте  $\gamma_p = 1,0$ ;

$\alpha_e$  – коэффициент приведения, определяемый по формуле  $\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}}$ .

Таблица 5.11

Значения коэффициента  $\beta_1$

Бетон	Коэффициент $\beta_1$ в формуле (6)
Тяжелый	1,0
Мелкозернистый, групп:	
А (на песке с модулем крупности более 2,0)	1,3
Б (на песке с модулем крупности 2,0 и менее)	1,5

При расчете из плоскости действия изгибающего момента начальный эксцентриситет продольной силы  $e_0$  принимается равным значению случайного эксцентриситета  $e_a$ .

4) Определение изгибающих моментов в расчетных сечениях колонн с учетом влияния гибкости.

Влияние гибкости (прогиба) сжатого элемента несмещаемого каркаса на его несущую способность учитывают путем увеличения рассчитанных относительно геометрической оси изгибающих моментов для сечений у концов рассматриваемого элемента и в средней трети его длины соответственно по формулам (7.60) и (7.61) [20]:

$$M_{sd} = \eta_{ns1} \cdot M_1 \cdot C_m, \text{ но не менее } M_1, \quad (10)$$

$$M_{sd} = \eta_{ns2} \cdot M_2. \quad (11)$$

Для подбора арматуры принимают большее из двух значений  $M_{sd}$ .

В формулах (10) и (11)  $M_1$  — изгибающий момент у рассматриваемого конца элемента;  $M_2$  — максимальный изгибающий момент в пределах средней трети длины элемента. Для ступенчатых колонн за отдельный элемент принимают часть колонны с постоянными размерами поперечного сечения;

Значение  $C_m$  в формуле (10) определяют из условия (формула (7.68) [20])

$$C_m = 0,6 \pm 0,4 \cdot \left| \frac{M_{\min}}{M_{\max}} \right| \geq 0,4, \quad (12)$$

где  $M_{\max}$ ,  $M_{\min}$  — соответственно наибольший и наименьший (по абсолютной величине) изгибающие моменты в опорных сечениях элемента.

В формуле (11) «+» перед вторым слагаемым принимают в случае, когда по длине элемента кривизна не меняет знак.

Использование коэффициента  $C_m = (0,4 \dots 1,0)$  учитывает тот факт, что при разнозначной эпюре моментов по длине подкрановой или надкрановой части колонны продольный изгиб рассматриваемого элемента проявляется в значительно меньшей степени. Это обстоятельство позволяет подбирать более экономичные сечения колонн, но требует вычисления при расчете конкретного сечения колонны, изгибающего момента (соответствующего рассматриваемому сочетанию усилий) на противоположном конце элемента, как в процессе выяснения необходимости учета продольного изгиба (формула (4)), так и при дополнительном вычислении расчетного момента (формулы (10), (11)).

5) Определение расчетных эксцентриситетов и моментов в опорных сечениях.

При расчете элементов по прочности сечений, нормальных к продольной оси, с учетом продольного изгиба на совместное действие изгибающих моментов и продольных усилий, расчетный эксцентриситет следует определять по формуле (7.14) [20]

$$e_{0\eta} = e_{c1} + e_a, \quad (13)$$

где  $e_{c1} = \frac{M_{Sd}}{N_{Sd}}$ ;

$M_{Sd}$  — полный расчетный момент в сечении с учетом продольного изгиба.

Эксцентриситет относительно центра тяжести растянутой арматуры с учетом влияния продольного изгиба

$$e_{s1} = e_{0\eta} + 0,5 \cdot h - c, \quad (14)$$

где  $h$  и  $c$  — соответственно высота сечения ветви колонны и расстояние от центра тяжести арматуры до растянутой грани сечения в плоскости рамы.

Изгибающий момент с учетом влияния продольного изгиба

$$M_{Sd1} = N_{Sd} \cdot e_{s1}, \quad (15)$$

где  $N_{Sd}$  — соответствующее усилие в рассматриваемом сечении колонны.

6) В случае симметричного армирования определение требуемой площади сечения арматуры выполняется в зависимости от относительной величины продольной силы  $\alpha_n$  и  $\alpha_m$ , где:

$$\alpha_n = \frac{N_{Sd}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d}. \quad (16)$$

$$\alpha_m = \frac{M_{Sd1}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d^2}. \quad (17)$$

Значения граничной относительной высоты сжатой зоны  $\xi_{lim}$ , допускается определять по формуле (7.5) [20]

$$\xi_{lim} = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{s,lim}}{\sigma_{sc,u}} \cdot \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)}, \quad (18)$$

где  $\omega = k_c - 0,008 f_{cd}$  - характеристика сжатой зоны бетона;

$k_c$  — коэффициент, принимаемый равным для бетона: тяжелого — 0,85; мелкозернистого — 0,80;



$\sigma_{s,lim}$  — напряжения в арматуре в Н/мм<sup>2</sup>, принимаемые для арматуры классов S240, S400, S500 равными  $f_{yd}$ ;

$\sigma_{sc,u}$  — предельное напряжение в арматуре сжатой зоны сечения, принимаемое равным 500 Н/мм<sup>2</sup>.

В случае  $\alpha_n \leq \xi_{lim}$ , площадь симметричной арматуры определяют как

$$A_{s1} = A_{s2} = \frac{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d}{f_{yd}} \cdot \frac{\alpha_m - \alpha_n \cdot (1 - \frac{\alpha_n}{2})}{1 - \delta}. \quad (19)$$

В случае  $\alpha_n > \xi_{lim}$ ,

$$A_{s1} = A_{s2} = \frac{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d}{f_{yd}} \cdot \frac{\alpha_m - \xi \cdot (1 - \frac{\xi}{2})}{1 - \delta}, \quad (20)$$

где

$$\xi = \frac{\alpha_n \cdot (1 - \xi_{lim}) + 2\alpha_s \cdot \xi_{lim}}{1 - \xi_{lim} + 2\alpha_s}; \quad (21)$$

$$\delta = \frac{c}{d}; \quad (22)$$

$$\alpha_s = \frac{\alpha_m - \alpha_n \cdot (1 - \frac{\alpha_n}{2})}{1 - \delta}. \quad (23)$$

#### 5.4.2. Подбор арматуры надкрановой части колонны

Наиболее нагруженным является сечение II–II (рис. 8, табл. 5.10).

Расчет выполняется для следующих наиболее опасных сочетаний нагрузок:

1.  $|M_{max}|$  ( $N_{соотв.}$ ;  $V_{соотв.}$ ); 2.  $N_{max}$  ( $M_{соотв.}$ ;  $V_{соотв.}$ ); 3.  $N_{min}$  ( $M_{соотв.}$ ;  $V_{соотв.}$ ).

Высота надкрановой части  $H_B = 3670$  мм, размеры поперечного сечения  $b \times h = 400 \times 400$  мм.

Сочетание 1.  $|M_{max}| = -114,457$  кНм;  $N_{соотв.} = -328,958$  кН (1, 3, 5, 11).

Расчетная длина надкрановой части (при учете крановых нагрузок)

$$l_0 = 2 \cdot H_b = 2 \cdot 3,67 = 7,34 \text{ м.}$$

Определение гибкости:

$$i = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = 0,116 \text{ м;} \quad \lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{7,34}{0,116} = 63,28.$$

Определение необходимости учета продольного изгиба.

$$M_{max} = -114,457 \text{ кНм (сечение II–II).}$$

$M_{\min}$  – момент в сечении I–I при том же сочетании нагрузок, как и в сечении II–II: (1, 3, 5, 11<sup>-</sup>, табл. 5.7);

$$M_{\min} = -26,891 \text{ кНм.}$$

$$\lambda = 63,28 > 34 - 12 \cdot \frac{M_{\min}}{M_{\max}} = 34 - 12 \cdot \frac{26,891}{114,457} = 31,181, \text{ следовательно, требуется}$$

учет продольного изгиба.

Определение  $\eta_{ns}$  – коэффициента увеличения момента.

$$I_c = \frac{bh^3}{12} = \frac{0,4 \cdot 0,4^3}{12} = 0,0021 \text{ м}^4 \text{ – момент инерции сечения бетона относительно}$$

центра тяжести сечения элемента.

Принимая в первом приближении коэффициент армирования по допустимому минимальному  $\rho(\%) = \rho_{\min}(\%) = \frac{5 \cdot N_{Sd}}{f_{yd} \cdot b \cdot d} = \frac{5 \cdot 328,958}{365 \cdot 10^3 \cdot 0,4 \cdot 0,36} = 0,031\%$

при  $d = h - c = 400 - 40 = 360 \text{ мм}$ , где  $c = c_1 + \frac{\varnothing}{2} = 30 + \frac{\approx 20}{2} = 40 \text{ мм}$ , но не менее

$$\rho_{\lambda} = \frac{27 + \frac{l_0}{i}}{440} = \frac{27 + 63,28}{440} = 0,205\% . \text{ Принимаем } \rho = 0,205\% .$$

Момент инерции площади сечения арматуры относительно центра тяжести

$$I_s = \rho \cdot 2 \cdot b \cdot h \cdot \left( \frac{h}{2} - c \right)^2 = 0,00205 \cdot 2 \cdot 0,4 \cdot 0,4 \cdot \left( \frac{0,4}{2} - 0,04 \right)^2 = 0,000017 \text{ м}^4.$$

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{200000}{27000} = 7,407 \text{ – коэффициент приведения.}$$

Случайный эксцентриситет:

$$e_a = \max \begin{cases} \frac{l}{600} = \frac{3670}{600} = 6,117 \text{ мм} \\ 20 \text{ мм} \\ \frac{h}{30} = \frac{400}{30} = 13,33 \text{ мм} \end{cases} , \text{ принимаем } e_a = 20 \text{ мм.}$$

Эксцентриситет приложения нагрузки

$$e_c = \frac{M_{Sd}}{N_{Sd}} = \frac{114,457}{328,958} = 0,35 \text{ м.}$$

Начальный эксцентриситет

$$e_0 = e_c + e_a = 0,35 + 0,02 = 0,37 \text{ м.}$$

Относительный эксцентриситет

$$\delta_e = \frac{e_0}{h} = \frac{0,37}{0,4} = 0,925,$$

$$\delta_{e,\min} = 0,5 - 0,01 \frac{l_0}{h} - 0,01 f_{cd} = 0,5 - 0,01 \cdot \frac{7340}{400} - 0,01 \cdot 8 = 0,236.$$

$\delta_e > \delta_{e,\min}$ , следовательно, принимаем  $\delta_e = 0,925$ .

$$k_{lt} = 1 + \beta_1 \cdot \frac{M_{lt,1}}{M_{Sd,1}} = 1 + \beta_1 \cdot \frac{M_{lt} + N_{lt} \left( \frac{h}{2} - c \right)}{M_{Sd} + N_{Sd} \left( \frac{h}{2} - c \right)},$$

где  $M_{lt}$  – момент при практически постоянном сочетании нагрузок, определяется согласно формуле А.7 из [20]  $\sum_j (\gamma_{G,j} \cdot G_{k,j}) + \sum_j (\gamma_{Q,i} \cdot \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i})$ ,

$\psi_2$  – коэффициент сочетаний переменных нагрузок, принимаемый по табл. А.1 [20],  $\psi_2 = 0,0$  – для ветровой нагрузки,  $\psi_2 = 0,5$  – для крановой нагрузки.

$$M_{lt} = 2,854 + (-1,578 \cdot 0,0) + (-96,919 \cdot 0,5) + (-19,017 \cdot 0,5) = -55,116 \text{ кНм};$$

$N_{lt} = 387$  кН – продольное усилие при практически постоянном сочетании нагрузок;

$$k_{lt} = 1 + 1 \cdot \frac{55,116 + 387 \cdot \left( \frac{0,4}{2} - 0,04 \right)}{114,457 + 328 \cdot \left( \frac{0,4}{2} - 0,04 \right)} = 1,7.$$

Критическая сила

$$N_{crit} = \frac{6,4 \cdot E_{cm}}{l_0^2} \cdot \left[ \frac{I_c}{k_{lt}} \left( \frac{0,11}{0,1 + \frac{\delta_e}{\varphi_p}} + 0,1 \right) + \alpha_e \cdot I_s \right] = \frac{6,4 \cdot 27000}{7,34^2} \times$$

$$\times \left[ \frac{0,0021}{1,7} \cdot \left( \frac{0,11}{0,1 + 0,925} + 0,1 \right) + 7,407 \cdot 0,000017 \right] = 1,225 \text{ МН} = 1225 \text{ кН}$$

Коэффициент увеличения момента у рассматриваемого конца элемента

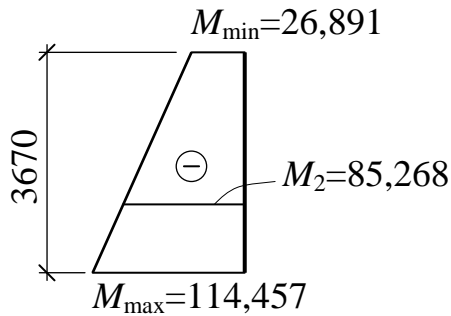
$$\eta_{ns1} = \frac{1}{1 - \frac{N_{Sd}}{N_{crit}}} = \frac{1}{1 - \frac{328,958}{1225}} = 1,367.$$

Определение изгибающего момента с учетом влияния продольного изгиба.

$$C_m = 0,6 + 0,4 \cdot \left| \frac{M_{\min}}{M_{\max}} \right| = 0,6 + 0,4 \cdot \left| \frac{26,891}{114,457} \right| = 0,694 > 0,4.$$

$M_1 = 114,457$  кНм – изгибающий момент у рассматриваемого конца элемента.

$$M_{Sd} = \eta_{ns1} \cdot M_1 \cdot C_m = 1,367 \cdot 114,457 \cdot 0,694 = 108,585 \text{ кНм} < M_1.$$



$M_2 = -85,268$  кНм – максимальный изгибающий момент в пределах средней трети высоты надкрановой части колонны (по линейной интерполяции).

$$e_c = \frac{M_2}{N_{Sd}} = \frac{85,268}{328,958} = 0,26 \text{ м} – \text{ эксцентриситет от действия максимального}$$

момента в пределах средней трети высоты надкрановой части колонны.

$$e_0 = e_c + e_a = 0,26 + 0,02 = 0,28 \text{ м},$$

Относительный эксцентриситет

$$\delta_e = \frac{e_0}{h} = \frac{0,28}{0,4} = 0,7 > \delta_{e,\min} = 0,236.$$

Критическая сила

$$N_{crit} = \frac{6,4 \cdot 27000}{7,34^2} \cdot \left[ \frac{0,0021}{1,7} \cdot \left( \frac{0,11}{0,1 + 0,7} + 0,1 \right) + 7,407 \cdot 0,000017 \right] = 1,345 \text{ МН}.$$

Коэффициент увеличения момента

$$\eta_{ns2} = \frac{1}{1 - \frac{N_{Sd}}{N_{crit}}} = \frac{1}{1 - \frac{328,958}{1345}} = 1,324.$$

Изгибающий момент в пределах средней трети высоты надкрановой части колонны с учетом влияния продольного изгиба

$$M_{Sd} = \eta_{ns2} \cdot M_2 = 1,324 \cdot 85,268 = 112,895 \text{ кНм} < M_1 = 114,457 \text{ кНм}.$$

Следовательно, в дальнейших расчетах принимается  $M_{Sd} = 114,457$  кНм.

Эксцентриситет относительно центра тяжести растянутой арматуры  $S_1$ :

$$e_{s1} = e_{0\eta} + 0,5 \cdot h - c = 0,368 + 0,5 \cdot 0,4 - 0,04 = 0,528 \text{ м},$$

где  $e_{0\eta} = e_{c1} + e_a = 0,348 + 0,02 = 0,368$  м,

$$e_{c1} = \frac{M_{sd}}{N_{sd}} = \frac{114,457}{328,958} = 0,348 \text{ м.}$$

Изгибающий момент относительно центра тяжести растянутой арматуры

$$M_{sd,1} = N_{sd} \cdot e_{s1} = 328,958 \cdot 0,528 = 173,69 \text{ кНм.}$$

Определение армирования надкрановой части.

Относительная величина продольной силы

$$\alpha_n = \frac{N_{sd}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d} = \frac{328,958 \cdot 10^3}{1,0 \cdot 8 \cdot 400 \cdot 360} = 0,286.$$

Характеристика сжатой зоны бетона

$$\omega = k_c - 0,008 \cdot f_{cd} = 0,85 - 0,008 \cdot 8 = 0,786$$

Граничная относительная высота сжатой зоны бетона

$$\xi_{lim} = \frac{\omega}{1 + \frac{f_{yd}}{500} \cdot \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,786}{1 + \frac{365}{500} \cdot \left(1 - \frac{0,786}{1,1}\right)} = 0,650.$$

Относительный момент

$$\alpha_{m,1} = \frac{M_{sd,1}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d^2} = \frac{173,69 \cdot 10^6}{1,0 \cdot 8 \cdot 400 \cdot 360^2} = 0,419.$$

$$\delta = \frac{c}{d} = \frac{40}{360} = 0,11.$$

$\alpha_n = 0,286 < \xi_{lim} = 0,65$ , тогда площадь продольной арматуры

$$A_{s1} = A_{s2} = \frac{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d}{f_{yd}} \cdot \frac{\alpha_{m,1} - \alpha_n \cdot \left(1 - \frac{\alpha_n}{2}\right)}{1 - \delta} =$$

$$= \frac{1,0 \cdot 8 \cdot 400 \cdot 360}{365} \cdot \frac{0,419 - 0,286 \cdot \left(1 - \frac{0,286}{2}\right)}{1 - 0,11} = 616,7 \text{ мм}^2.$$

Принимаем по сортаменту 2Ø20 класса S400 ( $A_{s1}^{\text{факт}} = A_{s2}^{\text{факт}} = 628 \text{ мм}^2$ ).

Проверка коэффициента армирования

$$\rho = \frac{A_{s1}}{b \cdot h} = \frac{628}{400 \cdot 400} = 0,0039 > \rho_{min} = 0,00206.$$

Сочетание 2.  $N_{max} = -477,859 \text{ кН}$ ;  $M_{соотв} = -88,006 \text{ кНм}$ ; (1, 2, 3, 5, 11).

Расчетная длина (при учете крановых нагрузок)

$$l_0 = 7,34 \text{ м.}$$

Радиус инерции и гибкость колонны

$$i = 0,116 \text{ м}; \quad \lambda = 63,28.$$

Определение необходимости учета продольного изгиба.

$$M_{\max} = -88,006 \text{ кНм (сечение II-II)}.$$

$M_{\min}$  – момент в сечении I-I при том же сочетании нагрузок, как и в сечении II-II: (загружения 1, 2, 3, 5, 11<sup>-</sup>, табл. 5.7);

$$M_{\min} = -31,637 - 2,273 = -33,91 \text{ кНм}.$$

$$\lambda = 63,28 > 34 - 12 \cdot \frac{M_{\min}}{M_{\max}} = 34 - 12 \cdot \frac{33,91}{88,006} = 29,38, \text{ следовательно, требует-}$$

ся учет продольного изгиба.

Определение  $\eta_{ns}$  – коэффициента увеличения момента.

$$\text{Момент инерции бетонного сечения } I_c = 0,0021 \text{ м}^4.$$

Из предыдущего расчета получено: площадь продольной арматуры  $A_{s1} = A_{s2} = 628 \text{ мм}^2$  ( $2\varnothing 20$  класса S400); рабочая высота сечения  $d = 360 \text{ мм}$ ,  $c = 40 \text{ мм}$ ; случайный эксцентриситет приложения нагрузки  $e_a = 20 \text{ мм}$ ; коэффициент приведения арматуры  $\alpha_e = 7,407$ .

Момент инерции площади сечения арматуры относительно центра тяжести сечения

$$I_s = 2 \cdot A_s \cdot \left( \frac{h}{2} - c \right)^2 = 2 \cdot 628 \cdot 10^{-6} \cdot \left( \frac{0,4}{2} - 0,04 \right)^2 = 0,000032 \text{ м}^4.$$

Эксцентриситет приложения нагрузки

$$e_c = \frac{M_{sd}}{N_{sd}} = \frac{88,006}{477,859} = 0,184 \text{ м}.$$

Начальный эксцентриситет

$$e_0 = e_c + e_a = 0,184 + 0,02 = 0,204 \text{ м}.$$

Относительный эксцентриситет

$$\delta_e = \frac{e_0}{h} = \frac{0,204}{0,4} = 0,51 > \delta_{e,\min} = 0,236, \text{ принимаем } \delta_e = 0,51.$$

Момент при практически постоянном сочетании нагрузок определяется при следующих значениях коэффициента сочетаний переменных нагрузок:  $\psi_2 = 0,0$  – для ветровой нагрузки,  $\psi_2 = 0,3$  – для снеговой нагрузки,  $\psi_2 = 0,5$  – для крановой нагрузки

$$M_{lt} = 2,854 + 4,051 \cdot 0,3 + (-1,578 \cdot 0,0) + 0,5 \cdot (-96,919 - 19,017) = -53,899 \text{ кНм};$$

Продольная сила при практически постоянном сочетании нагрузок

$$N_{lt} = -387,009 - 129,786 \cdot 0,3 + 0 + 0 + 0 = -425,945 \text{ кН};$$

$$k_{lt} = 1 + 1 \cdot \frac{53,899 + 425,945 \cdot \left(\frac{0,4}{2} - 0,04\right)}{88,006 + 477,859 \cdot \left(\frac{0,4}{2} - 0,04\right)} = 1,742.$$

Критическая сила

$$N_{crit} = \frac{6,4 \cdot 27000}{7,34^2} \cdot \left[ \frac{0,0021}{1,742} \cdot \left( \frac{0,11}{0,1 + 0,51} + 0,1 \right) + 7,407 \cdot 0,000032 \right] = 1,844 \text{ МН}$$

Коэффициент увеличения момента

$$\eta_{ns1} = \frac{1}{1 - \frac{N_{Sd}}{N_{crit}}} = \frac{1}{1 - \frac{477,859}{1844}} = 1,35.$$

Определение изгибающего момента с учетом влияния продольного изгиба.

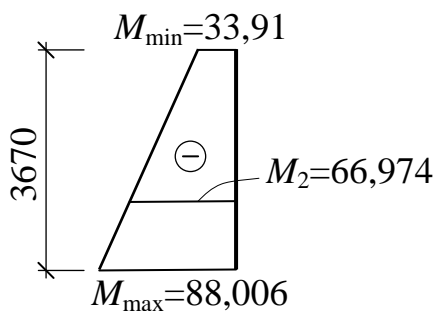
$$C_m = 0,6 + 0,4 \cdot \left| \frac{M_{min}}{M_{max}} \right| = 0,6 + 0,4 \cdot \left| \frac{33,91}{88,006} \right| = 0,754 > 0,4.$$

$M_1 = 88,006$  кНм – изгибающий момент у рассматриваемого конца элемента.

Изгибающий момент у рассматриваемого конца элемента с учетом увеличения

$$M_{Sd} = \eta_{ns1} \cdot M_1 \cdot C_m = 1,35 \cdot 88,006 \cdot 0,754 = 89,596 \text{ кНм} > M_1 = 88,006 \text{ кНм}.$$

Принимаем  $M_1 = 89,596$  кНм.



$M_2 = -66,974$  кНм – максимальный изгибающий момент в пределах средней трети высоты надкрановой части колонны (по линейной интерполяции).

$$e_c = \frac{M_2}{N_{Sd}} = \frac{66,974}{477,859} = 0,14 \text{ м} - \text{ эксцентриситет от действия максимального}$$

момента в пределах средней трети высоты надкрановой части колонны.

$$e_0 = e_c + e_a = 0,14 + 0,02 = 0,16 \text{ м}.$$

Относительный эксцентриситет

$$\delta_e = \frac{e_0}{h} = \frac{0,16}{0,4} = 0,4 > \delta_{e, \min} = 0,236.$$

Критическая сила

$$N_{crit} = \frac{6,4 \cdot 27000}{7,34^2} \cdot \left[ \frac{0,0021}{1,742} \cdot \left( \frac{0,11}{0,1 + 0,4} + 0,1 \right) + 7,407 \cdot 0,000032 \right] = 1,997 \text{ МН.}$$

Коэффициент увеличения момента в пределах средней трети высоты

$$\eta_{ns2} = \frac{1}{1 - \frac{N_{sd}}{N_{crit}}} = \frac{1}{1 - \frac{477,859}{1997}} = 1,315.$$

Изгибающий момент в пределах средней трети с учетом увеличения

$$M_{sd} = \eta_{ns2} \cdot M_2 = 1,315 \cdot 66,974 = 88,041 \text{ кНм} < M_1 = 89,596 \text{ кНм.}$$

Следовательно, в дальнейших расчетах принимается  $M_{sd} = 89,596 \text{ кНм}$ .

Эксцентриситет приложения нагрузки

$$e_{c1} = \frac{M_{sd}}{N_{sd}} = \frac{89,596}{477,859} = 0,187 \text{ м.}$$

Расчетный эксцентриситет

$$e_{0\eta} = e_{c1} + e_a = 0,187 + 0,02 = 0,207 \text{ м.}$$

Эксцентриситет относительно центра тяжести растянутой арматуры  $S_1$ :

$$e_{s1} = e_{0\eta} + 0,5 \cdot h - c = 0,207 + 0,5 \cdot 0,4 - 0,04 = 0,367 \text{ м.}$$

Изгибающий момент относительно центра тяжести растянутой арматуры.

$$M_{sd,1} = N_{sd} \cdot e_{s1} = 477,859 \cdot 0,367 = 175,611 \text{ кНм.}$$

Определение армирования надкрановой части.

Относительная величина продольной силы

$$\alpha_n = \frac{N_{sd}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d} = \frac{477,859 \cdot 10^3}{1,0 \cdot 8 \cdot 400 \cdot 360} = 0,415.$$

Характеристика сжатой зоны бетона  $\omega = 0,786$ .

Граничная относительная высота сжатой зоны бетона  $\xi_{lim} = 0,650$ .

Относительный момент

$$\alpha_{m,1} = \frac{M_{sd,1}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d^2} = \frac{175,611 \cdot 10^6}{1,0 \cdot 8 \cdot 400 \cdot 360^2} = 0,423.$$

$$\delta = \frac{c}{d} = \frac{40}{360} = 0,11.$$

$\alpha_n = 0,415 < \xi_{lim} = 0,65$ , тогда площадь продольной арматуры.



$$A_{s1} = A_{s2} = \frac{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d}{f_{yd}} \cdot \frac{\alpha_{m,1} - \alpha_n \cdot \left(1 - \frac{\alpha_n}{2}\right)}{1 - \delta} =$$

$$= \frac{1,0 \cdot 8 \cdot 400 \cdot 360}{365} \cdot \frac{0,423 - 0,415 \cdot \left(1 - \frac{0,415}{2}\right)}{1 - 0,11} = 333 \text{ мм}^2.$$

Принимаем по сортаменту 2Ø16 класса S400 ( $A_{s1}^{\text{факт}} = A_{s2}^{\text{факт}} = 402 \text{ мм}^2$ ).

$$\rho = \frac{A_{s1}}{b \cdot h} = \frac{402}{400 \cdot 400} = 0,0025 > \rho_{\min} = 0,00206.$$

Определяющим явилось сочетание ( $|M_{\max}|, N_{\text{соотв.}}$ ), поэтому окончательно принимаем для надкрановой части 2Ø20 класса S400 ( $A_{s1} = A_{s2} = 628 \text{ мм}^2$ ) (см. рис. 15).

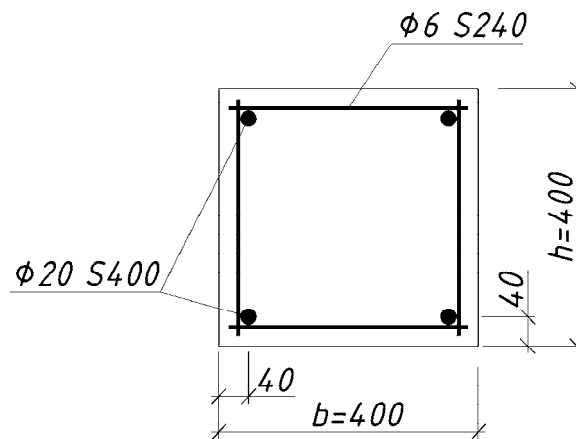


Рис. 15. Сечение надкрановой части колонны

### 5.4.3. Подбор арматуры подкрановой части колонны

Расчет также выполняется для наиболее опасных сочетаний нагрузок, выбираемых из группы невыгодных сочетаний для двух расчетных сечений подкрановой части колонны (сечения III-III и IV-IV, см. табл. 5.10):

1.  $|M_{\max}| (N_{\text{соотв.}}; V_{\text{соотв.}})$ ; 2.  $N_{\max} (M_{\text{соотв.}}; V_{\text{соотв.}})$ ; 3.  $N_{\min} (M_{\text{соотв.}}; V_{\text{соотв.}})$ .

Размеры сечения подкрановой части  $b \times h = 400 \times 600$  мм, высота  $H_H = 7120$  мм.

1-е сочетание в сечении IV-IV при  $|M_{\max}| = 166,984$  кНм;  $N = -592,02$  кН;  $V = -27,721$  кН (загружения 1, 2, 3, 7, 13<sup>+</sup>, 9, 15<sup>+</sup>).

Расчетная длина подкрановой части (при учете крановых нагрузок)

$$l_0 = 1,5 \cdot H_H = 1,5 \cdot 7,12 = 10,68 \text{ м.}$$

Гибкость колонны

$$i = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = \sqrt{\frac{0,6}{12}} = 0,173 \text{ м}, \quad \lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{10,68}{0,173} = 61,734.$$

Определение необходимости учета продольного изгиба.

$$M_{\max} = 166,984 \text{ кНм.}$$

Момент в сечении III–III при том же сочетании нагрузок, что и в сечении IV–IV – (1, 2, 3, 7, 13<sup>+</sup>, 9, 15<sup>+</sup> табл. 5.8):

$$M_{\min} = (-29,69) + (-6,249) + (-0,947) + \frac{0,7}{0,85}(14,092 + 7,159 + 18,73 + 7,155) = 1,932 \text{ кНм.}$$

$$\lambda = 61,734 > 34 - 12 \cdot \frac{M_{\min}}{M_{\max}} = 34 - 12 \cdot \frac{1,932}{166,984} = 33,861.$$

Следовательно, требуется учет продольного изгиба.

Определение  $\eta_{ns}$ .

Момент инерции бетонного сечения

$$I_c = \frac{bh^3}{12} = \frac{0,4 \cdot 0,6^3}{12} = 0,0072 \text{ м}^4.$$

Коэффициент армирования принимается по минимально допустимому (табл. 11.1 [20])

$$\rho(\%) = \rho_{\min}(\%) = \frac{5 \cdot N_{Sd}}{f_{yd} \cdot b \cdot d} = \frac{5 \cdot 592,02}{365 \cdot 10^3 \cdot 0,4 \cdot 0,56} = 0,036\% ,$$

где  $d = h - c = 600 - 40 = 560 \text{ мм}$ ,

$$c = c_1 + \frac{\varnothing}{2} = 30 + \frac{\approx 20}{2} = 40 \text{ мм},$$

но не менее  $\rho_{\lambda} = \frac{27 + \frac{l_0}{i}}{440} = \frac{27 + 61,734}{440} = 0,202\% ,$  принимаем  $\rho_{\min} = \rho_{\lambda} = 0,202\% .$

Момент инерции арматуры

$$I_s = 0,002 \cdot 2 \cdot 0,4 \cdot 0,6 \cdot \left( \frac{0,6}{2} - 0,04 \right)^2 = 0,0000649 \text{ м}^4.$$

Случайный эксцентриситет

$$e_a = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{l}{600} = \frac{7120}{600} = 11,87 \text{ мм} \\ 20 \text{ мм} \\ \frac{h}{30} = \frac{600}{30} = 20 \text{ мм} \end{array} \right.$$

Принимаем  $e_a = 20 \text{ мм}$ .

Коэффициент приведения арматуры

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{200000}{27000} = 7,407.$$

Эксцентриситет приложения нагрузки

$$e_c = \frac{M_{Sd}}{N_{Sd}} = \frac{166,984}{592,02} = 0,28 \text{ м}.$$

Начальный эксцентриситет

$$e_0 = e_c + e_a = 0,28 + 0,02 = 0,3 \text{ м}.$$

Относительный эксцентриситет

$$\delta_e = \frac{e_0}{h} = \frac{0,3}{0,6} = 0,5.$$

$$\delta_{e,\min} = 0,5 - 0,01 \cdot \frac{l_0}{h} - 0,01 f_{cd} = 0,5 - 0,01 \cdot \frac{10,68}{0,6} - 0,01 \cdot 8 = 0,242,$$

$$\delta_e > \delta_{e,\min} \text{ следовательно, принимаем } \delta_e = 0,5.$$

Момент при практически постоянном сочетании нагрузок определяется по формуле А.7 [20] с учетом следующих значений коэффициента сочетаний переменных нагрузок (табл. А.1 [20]):  $\psi_2 = 0,3$  – для снеговой нагрузки,  $\psi_2 = 0,0$  – для ветровой нагрузки,  $\psi_2 = 0,5$  – для крановой нагрузки

$$M_{lt} = \overset{1}{31,723} + \overset{2}{5,176} \cdot 0,3 + \overset{3}{37,609} \cdot 0,0 + 0,5 \cdot (\overset{7}{41,325} + \overset{13^+}{20,992} + \overset{9}{54,924} + \overset{15^+}{20,982}) = 102,58 \text{ кНм}.$$

Продольная сила при практически постоянном сочетании нагрузок

$$N_{lt} = \overset{1}{(-589,612)} + \overset{2}{0,3} \cdot \overset{3}{(-129,786)} + 0 \cdot 0,0 + 0,5 \cdot (\overset{7}{0} + \overset{13^+}{0} + \overset{9}{0} + \overset{15^+}{0}) = -628,55 \text{ кН},$$

$$k_{lt} = 1 + \beta_1 \cdot \frac{M_{lt} + N_{lt} \left( \frac{h}{2} - c \right)}{M_{Sd} + N_{Sd} \left( \frac{h}{2} - c \right)} = 1 + 1 \cdot \frac{102,58 + 628,55 \cdot \left( \frac{0,6}{2} - 0,04 \right)}{166,984 + 592,02 \cdot \left( \frac{0,6}{2} - 0,04 \right)} = 1,829.$$

Критическая сила

$$N_{crit} = \frac{6,4 \cdot E_{cm}}{l_0^2} \cdot \left[ \frac{I_c}{k_{lt}} \left( \frac{0,11}{0,1 + \frac{\delta_e}{\varphi_p}} + 0,1 \right) + \alpha_s \cdot I_s \right] = \frac{6,4 \cdot 27000}{10,68^2} \times$$

$$\times \left[ \frac{0,0072}{1,829} \cdot \left( \frac{0,11}{0,1 + 0,5} + 0,1 \right) + 7,407 \cdot 0,0000649 \right] = 2,418 \text{ МН} = 2418 \text{ кН.}$$

Коэффициент увеличения момента у рассматриваемого конца элемента

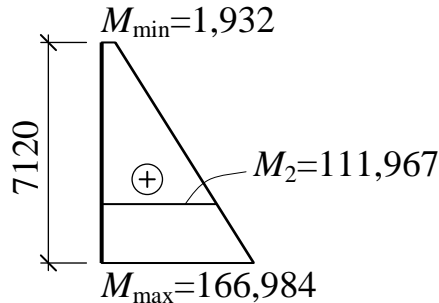
$$\eta_{ns1} = \frac{1}{1 - \frac{N_{Sd}}{N_{crit}}} = \frac{1}{1 - \frac{592,02}{2418}} = 1,324.$$

Определение изгибающего момента с учетом влияния продольного изгиба.

$$C_m = 0,6 \pm 0,4 \cdot \left| \frac{M_{\min}}{M_{\max}} \right| = 0,6 + 0,4 \cdot \frac{1,932}{166,984} = 0,605 > 0,4,$$

$$M_{Sd} = \eta_{ns1} \cdot M_1 \cdot C_m = 1,324 \cdot 166,984 \cdot 0,605 = 133,756 \text{ кНм} < M_1 = 166,984 \text{ кНм.}$$

$M_1 = 166,984 \text{ кНм}$  - изгибающий момент у рассматриваемого конца элемента из статического расчета.



$M_2 = 111,967 \text{ кНм}$  – максимальный изгибающий момент в пределах средней трети высоты подкрановой части колонны.

Эксцентриситет от действия максимального момента в пределах средней трети высоты подкрановой части колонны

$$e_c = \frac{M_2}{N_{Sd}} = \frac{111,967}{592,02} = 0,189 \text{ м.}$$

Начальный эксцентриситет

$$e_0 = e_c + e_a = 0,189 + 0,02 = 0,209 \text{ м.}$$

Относительный эксцентриситет

$$\delta_e = \frac{e_0}{h} = \frac{0,209}{0,6} = 0,349 > \delta_{e,\min} = 0,241.$$

Критическая сила

$$N_{crit} = \frac{6,4 \cdot 27000}{10,68^2} \cdot \left[ \frac{0,0072}{1,829} \cdot \left( \frac{0,11}{0,1 + 0,349} + 0,1 \right) + 7,407 \cdot 0,0000649 \right] = 2,785 \text{ МН.}$$

Коэффициент увеличения момента в пределах средней трети высоты

$$\eta_{ns2} = \frac{1}{1 - \frac{N_{Sd}}{N_{crit}}} = \frac{1}{1 - \frac{592,02}{2785}} = 1,27,$$

Изгибающий момент в пределах средней трети с учетом увеличения

$$M_{Sd} = \eta_{ns2} \cdot M_2 = 1,27 \cdot 111,967 = 142,193 \text{ кНм} < M_1 = 166,984 \text{ кНм}.$$

Следовательно, в дальнейших расчетах принимается  $M_{Sd} = 166,984 \text{ кНм}$ .

Эксцентриситет относительно центра тяжести растянутой арматуры  $S_1$  с учетом продольного изгиба:

$$e_{s1} = e_{0\eta} + 0,5 \cdot h - c = 0,302 + 0,5 \cdot 0,6 - 0,04 = 0,562 \text{ м,}$$

где  $e_{0\eta} = e_{c1} + e_a = \frac{166,984}{592,02} + 0,02 = 0,302 \text{ м}$  – расчетный эксцентриситет.

Изгибающий момент относительно центра тяжести растянутой арматуры с учетом продольного изгиба:

$$M_{Sd,1} = N_{Sd} \cdot e_{s1} = 592,02 \cdot 0,562 = 332,715 \text{ кНм.}$$

Определение армирования подкрановой части.

Относительная величина продольной силы:

$$\alpha_n = \frac{N_{Sd}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d} = \frac{592,02 \cdot 10^3}{1,0 \cdot 8 \cdot 400 \cdot 560} = 0,33.$$

$$\omega = k_c - 0,008 \cdot f_{cd} = 0,85 - 0,008 \cdot 8 = 0,786.$$

$$\xi_{lim} = \frac{\omega}{1 + \frac{f_{yd}}{500} \cdot \left( 1 - \frac{\omega}{1,1} \right)} = \frac{0,786}{1 + \frac{365}{500} \cdot \left( 1 - \frac{0,786}{1,1} \right)} = 0,650.$$

Относительный момент

$$\alpha_{m,1} = \frac{M_{Sd,1}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d^2} = \frac{332,715 \cdot 10^6}{1,0 \cdot 8 \cdot 400 \cdot 560^2} = 0,332.$$

$$\delta = \frac{c}{d} = \frac{40}{560} = 0,0714.$$

$\alpha_n = 0,33 < \xi_{lim} = 0,65$ , тогда площадь продольной арматуры

$$A_{s1} = A_{s2} = \frac{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d}{f_{yd}} \cdot \frac{\alpha_{m,1} - \alpha_n \cdot \left(1 - \frac{\alpha_n}{2}\right)}{1 - \delta} =$$

$$= \frac{1,0 \cdot 8 \cdot 400 \cdot 560}{365} \cdot \frac{0,332 - 0,33 \cdot \left(1 - \frac{0,33}{2}\right)}{1 - 0,0714} = 298,5 \text{ мм}^2.$$

В соответствии с п. 11.2.27 [20] конструктивно принимаем армирование из 2Ø16 класса S400 ( $A_{s1}^{\text{факт}} = A_{s2}^{\text{факт}} = 402 \text{ мм}^2$ ).

Проверка коэффициента армирования

$$\rho = \frac{402}{400 \cdot 600} = 0,0017 < \rho_{\min} = \rho_{\lambda} = 0,00202.$$

Определение требуемой площади продольной арматуры

$$A_{s1}^{\text{факт}} = A_{s2}^{\text{факт}} = \rho_{\min} \cdot b \cdot h = 0,00202 \cdot 400 \cdot 600 = 494,4 \text{ мм}^2.$$

Окончательно принимаем 2Ø18 класса S400 ( $A_{s1}^{\text{факт}} = A_{s2}^{\text{факт}} = 509 \text{ мм}^2$ )

2-е сочетание:  $N_{\max} = -1132,354 \text{ кН}$ ;  $M_{\text{соотв}} = -89,54 \text{ кНм}$ ;  $V = 30,825 \text{ кН}$  (загружения 1, 2, 4 5, 11<sup>-</sup>).

Расчетная длина подкрановой части колонны

$$l_0 = 1,5 \cdot H_{\text{Н}} = 1,5 \cdot 7,12 = 10,68 \text{ м}.$$

Гибкость колонны

$$i = 0,173 \text{ м}, \quad \lambda = 61,734.$$

Определение необходимости учета продольного изгиба.

$$M_{\max} = -89,54 \text{ кНм}.$$

Момент в сечении III–III при том же сочетании нагрузок, что и в сечении IV–IV – (1, 2, 4, 5, 11<sup>-</sup> табл. 5.8):

$$M_{\min} = \overset{1}{(-29,69)} + \overset{2}{(-6,249)} + \overset{4}{(-0,264)} + \overset{5}{146,231} - \overset{11^-}{19,017} = 91,01 \text{ кНм}.$$

$$\lambda = 61,734 > 34 + 12 \cdot \frac{M_{\min}}{M_{\max}} = 34 + 12 \cdot \frac{91,01}{89,54} = 46,197.$$

Следовательно, требуется учет продольного изгиба.

Определение  $\eta_{ns}$ .

Момент инерции бетонного сечения  $I_c = 0,0072 \text{ м}^4$ .

Из предыдущего расчета получено: площадь продольной арматуры  $A_{s1} = A_{s2} = 509 \text{ мм}^2$  (2Ø18 класса S400); рабочая высота сечения  $d = 560 \text{ мм}$ ,

$c = 40$  мм; случайный эксцентриситет приложения нагрузки  $e_a = 20$  мм; коэффициент приведения арматуры  $\alpha_e = 7,407$ .

Момент инерции арматуры

$$I_s = 2 \cdot A_s \cdot \left( \frac{h}{2} - c \right)^2 = 2 \cdot 509 \cdot 10^{-6} \cdot \left( \frac{0,6}{2} - 0,04 \right)^2 = 0,0000688 \text{ м}^4.$$

Эксцентриситет приложения нагрузки

$$e_c = \frac{M_{Sd}}{N_{Sd}} = \frac{89,54}{1132,354} = 0,079 \text{ м}.$$

Начальный эксцентриситет

$$e_0 = e_c + e_a = 0,079 + 0,02 = 0,099 \text{ м}.$$

Относительный эксцентриситет

$$\delta_e = \frac{e_0}{h} = \frac{0,099}{0,6} = 0,165 < \delta_{e,\min} = 0,242, \text{ принимаем } \delta_e = \delta_{e,\min} = 0,242.$$

Момент при практически постоянном сочетании нагрузок определяется по формуле А.7 [20] с учетом следующих значений коэффициента сочетаний переменных нагрузок (табл. А.1 [20]):  $\psi_2 = 0,3$  – для снеговой нагрузки,  $\psi_2 = 0,0$  – для ветровой нагрузки,  $\psi_2 = 0,5$  – для крановой нагрузки

$$M_{lt} = 1 \cdot 31,723 + 2 \cdot 5,176 \cdot 0,3 - 4 \cdot 32,874 \cdot 0,0 + 5 \cdot 0,5 \cdot (-41,325 + 11 \cdot 59,347) = 88,478 \text{ кНм}.$$

Продольная сила при практически постоянном сочетании нагрузок

$$N_{lt} = 1 \cdot (-589,612) + 2 \cdot 0,3 \cdot (-129,786) + 4 \cdot 0 \cdot 0,0 + 5 \cdot 0,5 \cdot (-540,334 - 0) = -898,715 \text{ кН}.$$

$$k_{lt} = 1 + 1 \cdot \frac{88,478 + 898,715 \cdot \left( \frac{0,6}{2} - 0,04 \right)}{89,54 + 1132,354 \cdot \left( \frac{0,6}{2} - 0,04 \right)} = 1,839.$$

Критическая сила

$$N_{crit} = \frac{6,4 \cdot 27000}{10,68^2} \cdot \left[ \frac{0,0072}{1,839} \cdot \left( \frac{0,11}{0,1 + 0,242} + 0,1 \right) + 7,407 \cdot 0,0000688 \right] = 3,273 \text{ МН}.$$

Коэффициент увеличения момента у рассматриваемого конца элемента

$$\eta_{ns1} = \frac{1}{1 - \frac{N_{Sd}}{N_{crit}}} = \frac{1}{1 - \frac{1132,354}{3273}} = 1,529.$$

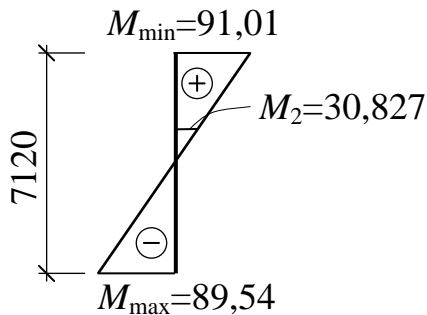
Определение изгибающего момента с учетом влияния продольного изгиба.

$$C_m = 0,6 \pm 0,4 \cdot \left| \frac{M_{\min}}{M_{\max}} \right| = 0,6 - 0,4 \cdot \frac{91,01}{89,54} = 0,193 < C_{m,\min} = 0,4.$$

Принимаем  $C_m = 0,4$ .

$$M_{Sd} = \eta_{ns1} \cdot M_1 \cdot C_m = 1,529 \cdot 89,54 \cdot 0,4 = 54,762 \text{ кНм} < M_1 = 89,54 \text{ кНм}.$$

Принимаем  $M_1 = 89,54 \text{ кНм}$ .



$M_2 = 30,827 \text{ кНм}$  – максимальный изгибающий момент в пределах средней трети высоты подкрановой части колонны.

Эксцентриситет от действия максимального момента в пределах средней трети высоты подкрановой части колонны

$$e_c = \frac{M_2}{N_{Sd}} = \frac{30,827}{1132,354} = 0,027 \text{ м}.$$

Начальный эксцентриситет

$$e_0 = e_c + e_a = 0,027 + 0,02 = 0,047 \text{ м}.$$

Относительный эксцентриситет

$$\delta_e = \frac{e_0}{h} = \frac{0,047}{0,6} = 0,078 < \delta_{e,\min} = 0,242, \text{ принимаем } \delta_e = \delta_{e,\min} = 0,242.$$

Критическая сила

$$N_{crit} = \frac{6,4 \cdot 27000}{10,68^2} \cdot \left[ \frac{0,0072}{1,839} \cdot \left( \frac{0,11}{0,1 + 0,242} + 0,1 \right) + 7,407 \cdot 0,0000688 \right] = 3,273 \text{ МН}.$$

Коэффициент увеличения момента в пределах средней трети высоты

$$\eta_{ns2} = 1,529.$$

Изгибающий момент в пределах средней трети с учетом увеличения

$$M_{Sd} = \eta_{ns2} \cdot M_2 = 1,529 \cdot 30,827 = 47,134 \text{ кНм} < M_1 = 89,54 \text{ кНм}.$$

Следовательно, в дальнейших расчетах принимается  $M_{Sd} = 89,54 \text{ кНм}$ .

Эксцентриситет приложения нагрузки

$$e_{c1} = \frac{M_{Sd}}{N_{Sd}} = \frac{89,54}{1132,354} = 0,079 \text{ м}.$$



Расчетный эксцентриситет

$$e_{0\eta} = e_{c1} + e_a = 0,079 + 0,02 = 0,099 \text{ м.}$$

Эксцентриситет относительно центра тяжести растянутой арматуры  $S_1$  с учетом продольного изгиба:

$$e_{s1} = e_{0\eta} + 0,5 \cdot h - c = 0,099 + 0,5 \cdot 0,6 - 0,04 = 0,359 \text{ м.}$$

Изгибающий момент относительно центра тяжести растянутой арматуры с учетом продольного изгиба:

$$M_{Sd,1} = N_{Sd} \cdot e_{s1} = 1132,954 \cdot 0,359 = 406,73 \text{ кНм.}$$

Определение армирования подкрановой части.

Относительная величина продольной силы:

$$\alpha_n = \frac{N_{Sd}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d} = \frac{1132,954 \cdot 10^3}{1,0 \cdot 8 \cdot 400 \cdot 560} = 0,632.$$

Характеристика сжатой зоны бетона  $\omega = 0,786$ .

Граничная относительная высота сжатой зоны бетона  $\xi_{lim} = 0,650$ .

Относительный момент

$$\alpha_{m,1} = \frac{M_{Sd,1}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d^2} = \frac{406,73 \cdot 10^6}{1,0 \cdot 8 \cdot 400 \cdot 560^2} = 0,405.$$

$$\delta = \frac{c}{d} = \frac{40}{560} = 0,0714.$$

$\alpha_n = 0,632 < \xi_{lim} = 0,65$ , тогда площадь продольной арматуры

$$\begin{aligned} A_{s1} = A_{s2} &= \frac{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d}{f_{yd}} \cdot \frac{\alpha_{m,1} - \alpha_n \cdot \left(1 - \frac{\alpha_n}{2}\right)}{1 - \delta} = \\ &= \frac{1,0 \cdot 8 \cdot 400 \cdot 560}{365} \cdot \frac{0,405 - 0,632 \cdot \left(1 - \frac{0,632}{2}\right)}{1 - 0,0714} < 0. \end{aligned}$$

Окончательно принимаем  $2\varnothing 18$  класса S400 ( $A_{s1}^{\text{факт}} = A_{s2}^{\text{факт}} = 509 \text{ мм}^2$ ).

Анализ результатов статического расчета показывает, что необходимо проверить 2-е основное сочетание в сечении III-III, поскольку для сочетания  $N_{\max}, M_{\text{соотв}}$  при практически одинаковых величинах продольной силы  $N$ , в сечении III-III возникает значительно бóльший изгибающий момент  $M$ , т.е.:  $N_{\max} = -1090,959 \text{ кНм}$ ,  $M_{\text{соотв}} = 129,308 \text{ кНм}$ ,  $V_{\text{соотв}} = 28,449 \text{ кНм}$  при сочетании нагрузок 1, 2, 5, 11<sup>+</sup> (табл. 5.10).

Сочетание 3:  $N_{\max} = -1090,959$  кНм,  $M_{\text{соотв}} = 129,308$  кНм,  $V_{\text{соотв}} = 28,449$  кНм  
(сечение III-III загрузки 1, 2, 5, 11<sup>+</sup>)

$M_{\min}$  – момент в сечении IV–IV при том же сочетании нагрузок как и в сечении III-III.

$$M_{\min} = \overset{1}{29,965} + \overset{2}{5,623} + \overset{5}{(-41,057)} + \overset{11^+}{(-59,347)} = -64,816 \text{ кНм.}$$

$$\lambda = 61,734 > 34 + 12 \cdot \frac{69,814}{129,308} = 40,015, \text{ следовательно, требуется учет про-}$$

дольного изгиба.

$$I_c = \frac{bh^3}{12} = \frac{0,4 \cdot 0,6^3}{12} = 0,0072 \text{ м}^4.$$

Расчеты, выполненные для сечения IV–IV показали, что продольное армирование подкрановой части колонны должно быть выполнено в виде 2Ø18 класса S400 ( $A_{s1} = A_{s2} = 509 \text{ мм}^2$ ).

Момент инерции арматуры  $I_s = 0,0000688 \text{ м}^4$ .

Коэффициент приведения  $\alpha_e = 7,407$ .

Случайный эксцентриситет  $e_a = 20 \text{ мм}$ .

Эксцентриситет приложения нагрузки

$$e_c = \frac{M_{sd}}{N_{sd}} = \frac{129,308}{1090,959} = 0,119 \text{ м.}$$

Начальный эксцентриситет

$$e_0 = e_c + e_a = 0,119 + 0,02 = 0,139 \text{ м.}$$

Относительный эксцентриситет

$$\delta_e = \frac{e_0}{h} = \frac{0,139}{0,6} = 0,232 < \delta_{e,\min} = 0,242, \text{ принимаем } \delta_e = \delta_{e,\min} = 0,242.$$

$$C_m = 0,6 \pm 0,4 \cdot \left| \frac{M_{\min}}{M_{\max}} \right| = 0,6 - 0,4 \cdot \frac{64,816}{129,308} = 0,399 < C_{m,\min} = 0,4,$$

принимаем  $C_m = 0,4$ .

Момент при практически постоянном сочетании нагрузок определяется по формуле А.7 [20] с учетом следующих значений коэффициента сочетаний переменных нагрузок (табл. А.1 [20]):  $\psi_2 = 0,3$  – для снеговой нагрузки,  $\psi_2 = 0,0$  – для ветровой нагрузки,  $\psi_2 = 0,5$  – для крановой нагрузки

$$M_{lt} = \overset{1}{-34,93} + \overset{2}{(-8,927 \cdot 0,3)} + \overset{5}{0,5 \cdot (146,231912 + 19,015)} = 45,015 \text{ кНм.}$$

Продольная сила при практически постоянном сочетании нагрузок

$$N_{lt} = (-540,912) + (-129,786 \cdot 0,3) + (-540,912 \cdot 0,5 + 0) = -850,31 \text{ кН.}$$

$$k_{lt} = 1 + \beta \cdot \frac{M_{lt} + N_{lt} \left( \frac{h}{2} - c \right)}{M_{Sd} + N_{Sd} \left( \frac{h}{2} - c \right)} = 1 + 1 \cdot \frac{45,015 + 850,31 \cdot \left( \frac{0,6}{2} - 0,04 \right)}{129,308 + 1090,959 \cdot \left( \frac{0,6}{2} - 0,04 \right)} = 1,644$$

Критическая сила

$$N_{crit} = \frac{6,4 \cdot 27000}{10,68^2} \cdot \left[ \frac{0,0072}{1,644} \cdot \left( \frac{0,11}{0,1 + 0,242} + 0,1 \right) + 7,407 \cdot 0,0000649 \right] = 3,526 \text{ МН.}$$

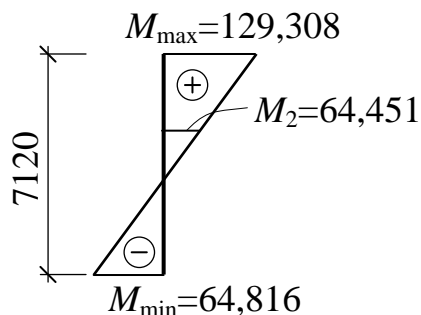
Коэффициент увеличения момента у рассматриваемого конца элемента

$$\eta_{ns1} = \frac{1}{1 - \frac{N_{Sd}}{N_{crit}}} = \frac{1}{1 - \frac{1090,959}{3526}} = 1,448.$$

Изгибающий момент с учетом влияния продольного изгиба.

$$M_{Sd} = \eta_{ns1} \cdot M_1 \cdot C_m = 1,448 \cdot 129,308 \cdot 0,4 = 74,896 \text{ кНм} < M_1 = 129,08 \text{ кНм.}$$

Следовательно,  $M_{Sd} = M_1 = 129,308 \text{ кНм.}$



$M_2 = 64,451 \text{ кНм}$  – максимальный изгибающий момент в пределах средней трети.

Эксцентриситет от действия максимального момента в пределах средней трети высоты подкрановой части колонны

$$e_c = \frac{M_2}{N_{Sd}} = \frac{64,451}{1090,959} = 0,059 \text{ м.}$$

Начальный эксцентриситет

$$e_0 = e_c + e_a = 0,059 + 0,02 = 0,079 \text{ м.}$$

Относительный эксцентриситет

$$\delta_e = \frac{e_0}{h} = \frac{0,079}{0,6} = 0,132 < \delta_{e,\min} = 0,242, \text{ принимаем } \delta_e = \delta_{e,\min} = 0,242.$$

Критическая сила

$$N_{crit} = \frac{6,4 \cdot 27000}{10,68^2} \cdot \left[ \frac{0,0072}{1,644} \cdot \left( \frac{0,11}{0,1+0,242} + 0,1 \right) + 7,407 \cdot 0,0000649 \right] = 3,526 \text{ МН.}$$

Коэффициент увеличения момента в пределах средней трети высоты

$$\eta_{ns2} = 1,448.$$

Изгибающий момент в пределах средней трети с учетом увеличения

$$M_{Sd} = \eta_{ns2} \cdot M_2 = 1,448 \cdot 64,451 = 93,325 \text{ кНм} < M_1 = 129,308 \text{ кНм}.$$

Следовательно, в дальнейших расчетах принимаем  $M_{Sd} = 129,308 \text{ кНм}$ .

Расчетный эксцентриситет относительно центра тяжести приведенного сечения с учетом продольного изгиба

$$e_{0\eta} = e_{c1} + e_a = \frac{M_{Sd}}{N_{Sd}} + e_a = \frac{129,308}{1090,959} + 0,02 = 0,139 \text{ м.}$$

Эксцентриситет относительно центра тяжести растянутой арматуры  $S_1$

$$e_{s1} = e_{0\eta} + 0,5 \cdot h - c = 0,139 + 0,5 \cdot 0,6 - 0,04 = 0,399 \text{ м.}$$

Изгибающий момент относительно центра тяжести растянутой арматуры

$$M_{Sd,1} = N_{Sd} \cdot e_{s1} = 1090,959 \cdot 0,399 = 435,293 \text{ кНм.}$$

Относительная величина продольной силы

$$\alpha_n = \frac{N_{Sd}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d} = \frac{1090,959 \cdot 10^3}{1,0 \cdot 8 \cdot 400 \cdot 560} = 0,609.$$

$$\alpha_n = 0,609 < \xi_{lim} = 0,65$$

Относительный момент

$$\alpha_{m,1} = \frac{M_{Sd,1}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d^2} = \frac{435,293 \cdot 10^6}{1,0 \cdot 8 \cdot 400 \cdot 560^2} = 0,434,$$

Площадь продольной арматуры

$$\begin{aligned} A_{s1} = A_{s2} &= \frac{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d}{f_{yd}} \cdot \frac{\alpha_{m,1} - \alpha_n \cdot \left(1 - \frac{\alpha_n}{2}\right)}{1 - \delta} = \\ &= \frac{1,0 \cdot 8 \cdot 400 \cdot 560}{365} \cdot \frac{0,434 - 0,609 \cdot \left(1 - \frac{0,609}{2}\right)}{1 - 0,0714} = 49,9 \text{ мм}^2. \end{aligned}$$

Армирование назначаем конструктивно по  $\rho_{min} = 0,00202$ .

$$A_{s1} = A_{s2} = \rho_{min} \cdot b \cdot h = 0,002 \cdot 400 \cdot 600 = 480 \text{ мм}^2.$$

Окончательно принимаем армирование подкрановой части из 2 $\phi$ 18 класса S400 ( $A_{s1} = A_{s2} = 509 \text{ мм}^2$ ) (см. рис. 16).

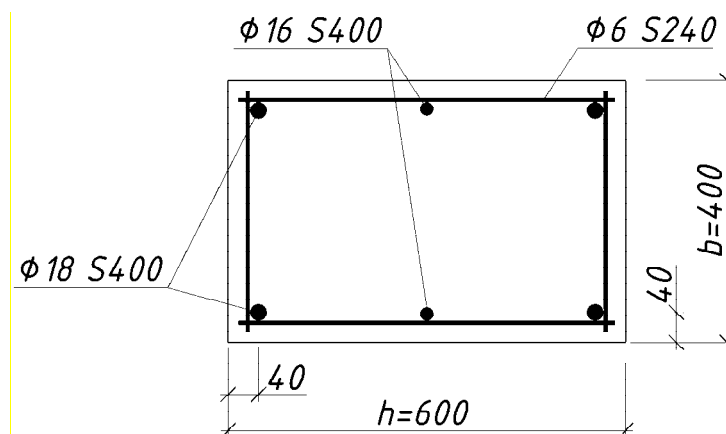


Рис. 16. Сечение подкрановой части колонны

Конструктивные чертежи колонн зданий оборудованных мостовыми опорными кранами приведены в типовых сериях: КЭ-01-49 вып. I, III, V, VI; 1.424.1-4 вып. 1; 1.423-2 вып. 1 (армирование вязаными каркасами), или в справочнике [5] (армирование сварными каркасами). Узлы сопряжения сборных железобетонных конструкций одноэтажных зданий разработаны в серии 2.400-7.

#### 5.4.4. Расчет крановой консоли

На консоль крайней колонны действует сосредоточенная сила от веса подкрановой балки и вертикальной крановой нагрузки:

$$V_{sd} = D_{\max} + G_{d,2} = 523,26 + 76,56 = 599,82 \text{ кН.}$$

Согласно рекомендациям по конструированию коротких консолей [5], высоту свободного края консолей  $h_c$ , несущих сборные подкрановые балки, принимают в зависимости от расчетной грузоподъемности крана  $Q$ :

$$h_c \geq \max \begin{cases} 300 \text{ мм при } Q \leq 5 \text{ т} \\ 400 \text{ мм при } 5 < Q \leq 15 \text{ т} \\ 500 \text{ мм при } Q > 15 \text{ т} \\ \frac{1}{3} h \text{ (где } h \text{ – высота консоли на опоре)} \end{cases}$$

Ширину консоли назначают равной ширине колонны. Угол наклона сжатой грани консоли принимают равным 45°.

Учитывая конструктивные рекомендации, принимаем следующие размеры консоли (рис. 17):

$$\begin{aligned} h_c &= 500 \text{ мм}, & h &= 900 \text{ мм}, \\ a &= 150 \text{ мм}, \\ a_1 &= 350 \text{ мм}, & l_c &= 400 \text{ мм}, \\ d &= h - c = 900 - 40 = 860 \text{ мм}. \end{aligned}$$

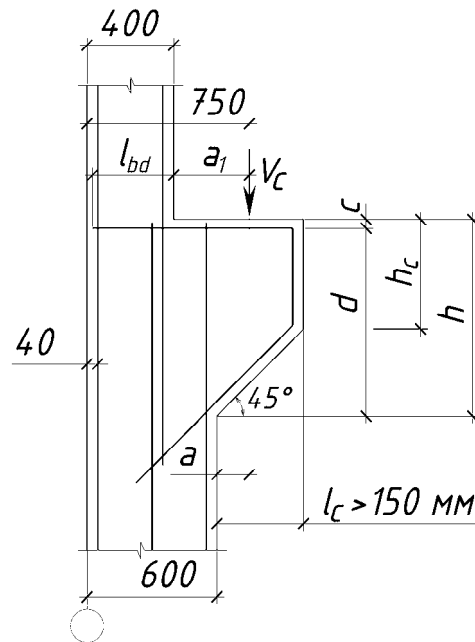


Рис. 17. Геометрические параметры консоли

Площадь сечения продольной арматуры консоли подбирают по изгибающему моменту у грани колонны, увеличенному на 25%.

$$A_{s1} = \frac{1,25 \cdot M}{f_{yd} \cdot (d - c_2)} = \frac{1,25 \cdot 599,82 \cdot 0,15 \cdot 10^3}{365 \cdot 10^6 (0,86 - 0,04)} = 0,000376 \text{ м}^2 = 376 \text{ мм}^2.$$

Согласно п. 11.22 (табл. 11.1) [20] минимальная площадь сечения продольной арматуры в изгибаемых элементах:  $\rho_{\min} \% = 26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yd}} \geq 0,13\%$ . Так как

$$\rho_{\min} \% = 26 \cdot \frac{1,6}{400} = 0,104\% < 0,13\%, \quad \text{принимаем } \rho \% = 0,13\%, \quad \text{следовательно}$$

$$A_{s1} = A_{s2} = 0,0013 \cdot 400 \cdot 860 = 447,2 \text{ мм}^2.$$

Принимаем  $2\varnothing 18 \text{ S400}$  ( $A_s = 509 \text{ мм}^2$ ).

Согласно п. 7.2.1.5 [20] прочность на действие перерезывающей силы следует проверять по формуле (7.77) [20]:

$$V_{Rd,ct} = \left[ 0,12 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_\ell \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot \left( \frac{2d}{x} \right) \right] \cdot b_w \cdot d, \text{ но не более } V_{Rd,ct,max},$$

где  $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{860}} = 1 + 0,482 = 1,482 < 2$ ;

$$\rho_\ell = \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d} = \frac{509}{400 \cdot 860} = 0,00148 < 0,02;$$

$$d = 0,86 \text{ м}, x = a = 0,15 \text{ м};$$

$$V_{Rd,ct} = \left[ 0,12 \cdot 1,482 \cdot (100 \cdot 0,00148 \cdot 12)^{1/3} \cdot \left( \frac{2 \cdot 0,86}{0,15} \right) \right] \cdot 0,4 \cdot 0,86 = 0,850 \text{ МН};$$

$$V_{Rd,ct,max} = 0,5 \cdot b_w \cdot d \cdot v \cdot f_{cd},$$

где  $v = 0,6 \cdot \left( 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) = 0,6 \cdot \left( 1 - \frac{12}{250} \right) = 0,571$ ;

$$V_{Rd,ct,max} = 0,5 \cdot 0,4 \cdot 0,86 \cdot 0,571 \cdot 8 = 0,786 \text{ МН}.$$

Принимаем  $V_{Rd,ct} = 786 \text{ кН}$ .

$$V_c = 619,2 \text{ кН} < V_{Rd,ct} = 786 \text{ кН}.$$

Т.о. прочность на действие перерезывающей силы обеспечена, поперечное армирование консоли принимается конструктивно, но согласно п. 7.2.1.5 [20] формула (7.77) [20] применима для случая расчета, когда нагрузки действуют по верхней грани элемента и продольная арматура имеет обеспеченную анкеровку. Согласно требованиям раздела 11 [20] определяется длина анкеровки

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot l_b \cdot \frac{A_{s,req}}{A_{s,prov}} \geq l_{b,min},$$

где  $A_{s,req} = 491,9 \text{ мм}^2$  – площадь продольной арматуры, требуемая по расчету;

$$A_{s,prov} = 509 \text{ мм}^2$$
 – принятая площадь продольной арматуры.

Согласно табл. 11.6 [20]

$$\alpha_1 = 1 - 0,15 \frac{(c_d - \emptyset)}{\emptyset} = 1 - 0,15 \frac{(40 - 18)}{18} = 0,817;$$

$$\alpha_2 = 1,0; \alpha_3 = 0,7; \alpha_4 = 0,7.$$

При этом, согласно п. 11.2.32 [20] для стержней периодического профиля  $\alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_4 \geq 0,7$ , т.е.  $0,817 \cdot 1,0 \cdot 0,7 = 0,57 < 0,7$ , принимаем  $\alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_4 = 0,7$ .

Минимальная длина анкеровки

$$l_{b,\min} = \max(0,6l_b; 15\varnothing; 100 \text{ мм}),$$

где  $l_b$  – величина базовой длины анкеровки, в общем случае определяется по формулам (11.4); (11.5) п. 11.2.33 [20]:

$$l_b = \frac{\varnothing}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}},$$

где  $f_{bd} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot f_{ctd}$  – предельное напряжение по контакту арматуры с бетоном;

$\eta_1 = 0,7$ ;  $\eta_2 = 1,0$  (при  $\varnothing < 32$  мм);  $\eta_3 = 2,25$  (для стержней периодического кольцевого и серповидного профилей);

$$f_{bd} = 0,7 \cdot 1,0 \cdot 2,25 \cdot \frac{1,1}{1,5} = 1,155 \text{ МПа}.$$

$$l_b = \frac{18}{4} \cdot \frac{365}{1,155} = 1422 \text{ мм};$$

$$l_{b,\min} \geq \max \begin{cases} 0,6l_b = 0,6 \cdot 1422 = 853 \text{ мм} \\ 15\varnothing = 15 \cdot 18 = 270 \text{ мм} \\ 100 \text{ мм} \end{cases};$$

$$l_{bd} = 0,7 \cdot 0,7 \cdot 1422 \cdot \frac{492}{509} \approx 495 \text{ мм} < l_{b,\min} = 853 \text{ мм}.$$

Для надежной анкеровки продольной арматуры она должна быть заведена за грань колонны на длину не менее  $l_{bd}$  (рис. 18). При фактической  $l_{bd} = 495$  мм, для обеспечения анкеровки арматуры консоли согласно п. 11.2.40 [20] принимаем  $l_{bd} = 920$  мм (рис. 19).

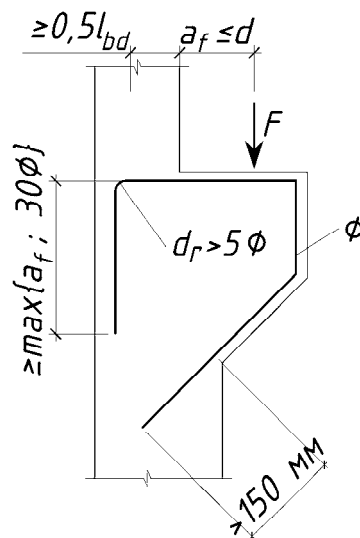


Рис. 18. К расчету длины анкеровки



В нашем случае (рис. 19):

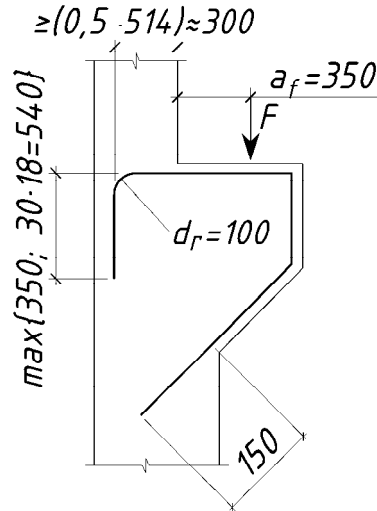


Рис. 19. Фактическая анкеровка арматуры

В случае, когда фактическая  $l_{bd}$  меньше высоты сечения надкрановой части, арматура консоли имеет обеспеченную анкеровку, но при этом ее следует приварить к концам закладной детали, предназначенной для крепления стеновых панелей.

Согласно [5] конструктивно принимают поперечную арматуру консолей:

- при  $h \leq 2a$  – в виде наклонных хомутов по высоте консоли;
- при  $h > 2,5a$  – в виде отогнутых стержней и горизонтальных хомутов по всей высоте консоли;
- при  $h > 3,5a$  и  $V_c \leq f_{ctd} \cdot b \cdot h$  – в виде горизонтальных хомутов без отогнутых стержней.

В нашем случае

$$h = 900 \text{ мм} > 3,5 \cdot a = 3,5 \cdot 150 = 525 \text{ мм},$$

$$f_{ctd} \cdot b \cdot h = \frac{1,1}{1,5} \cdot 0,4 \cdot 0,9 = 0,263 \text{ МН} = 263 \text{ кН} < V_c = 599,82 \text{ кН}.$$

Т.е. армирование выполняем в виде горизонтальных хомутов и отогнутых стержней.

Согласно [5] шаг хомутов ( $\varnothing 6$  класса S400) по всей высоте консоли принят равным 150 мм.

Диаметр отгибов – не более  $1/15$  длины отгиба  $l_{inc}$  и не более 25 мм. При этом суммарная площадь отогнутых стержней, пересекающих верхнюю половину линии длиной  $l$ , соединяющей точки приложения силы  $V_c$  и сопряжение нижней грани консоли с гранью колонны, должна быть не менее  $0,002bd$  (рис. 20).

$$A_{s,\min} = 0,002 \cdot 400 \cdot 860 = 688 \text{ мм}^2.$$

Принимаем 3Ø18 класса S400 ( $A_s = 763 \text{ мм}^2$ ).

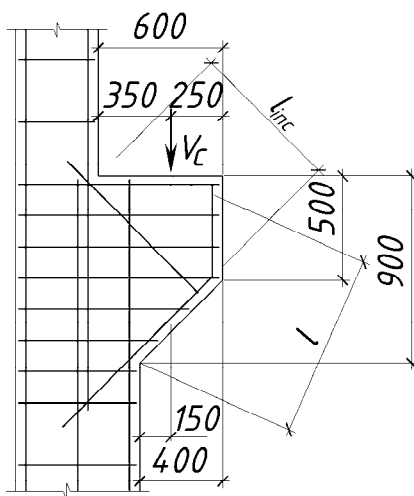


Рис. 20

## 6. РАСЧЕТ ВНЕЦЕНТРЕННО СЖАТОГО ФУНДАМЕНТА

Требуется запроектировать фундамент под колонну крайнего ряда. Размеры сечения нижней части  $600 \times 400$  мм, продольное армирование –  $2\varnothing 18$  класса S400. Расчетные усилия ( $\gamma_{Fm} = 1$ ):

$$N_{sd} = -808,8 \text{ кН}, \quad M_{sd} = -63,96 \text{ кН}\cdot\text{м}, \quad V_{sd} = -23,08 \text{ кН} \text{ (2-е основ. сочетание).}$$

Бетон класса C<sup>12</sup>/15:

$$f_{ck} = 12 \text{ МПа}; \quad f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{12}{1,5} = 8,0 \text{ МПа}; \quad f_{ctm} = 1,6 \text{ МПа}; \quad f_{ctk} = 1,1 \text{ МПа};$$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} = \frac{1,1}{1,5} = 0,73 \text{ МПа}.$$

$$\text{Рабочая арматура S400: } f_{yk} = 400 \text{ МПа}; \quad f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,1} = \frac{400}{1,1} = 365 \text{ МПа}.$$

Расчетное сопротивление грунта основания  $R = 280$  кПа.

Средний вес тела фундамента и грунта на его ступенях  $\rho_m = 20$  кН/м<sup>3</sup>.

### 1. Определение размеров подошвы фундамента

При определении размеров подошвы фундамента расчетные усилия принимаются при  $\gamma_{Fm} = 1$ .

Предварительно принимаем (рис. 10):

$$N = N_c + G_{\text{огр.}} = 808,8 + 56,4 = 865,2 \text{ кН},$$

где  $G_{\text{огр.}} = G_{\text{ф.б.}} + G_{\text{ост.}} + G_w = 16,5 + 15,96 + 23,94 = 56,4$  кН,

$G_{\text{ост.}} = \sum h_{\text{ост.}} \cdot g_{k,\text{ост.}} \cdot B \cdot \gamma_n = 4,8 \cdot 0,5 \cdot 7 \cdot 0,95 = 15,96$  кН – нормативная нагрузка от веса ленточного остекления,

$G_w = h_w \cdot g_{k,w} \cdot B \cdot \gamma_n = 1,2 \cdot 3,0 \cdot 7 \cdot 0,95 = 23,94$  кН – нормативная нагрузка от веса цокольной панели.

Площадь подошвы фундамента:

$$A_f \geq \frac{N}{R - \rho_m \cdot H_f} = \frac{865,2}{0,28 \cdot 10^3 - 20 \cdot 2} = 3,605 \text{ м}^2,$$

где  $H_f = 2$  м — предварительно принятая глубина заложения фундамента.

Для внецентренно загруженных фундаментов:

$$A_f = a_f \cdot b_f; \quad \frac{b_f}{a_f} \geq 0,7; \quad a_f \approx \sqrt{\frac{A_f}{0,7}} = \sqrt{\frac{3,605}{0,7}} = 2,27 \text{ м};$$

тогда  $b_f = 0,7 \cdot a_f = 0,7 \cdot 2,27 = 1,589$  м.

Принимаем следующие размеры фундамента:  $a_f = 2,4$  м ;  $b_f = 1,8$  м .

Площадь подошвы фундамента  $A_f = 2,4 \cdot 1,8 = 4,32$  м<sup>2</sup>, а момент сопротив-

ления:  $W_f = \frac{a_f^2 \cdot b_f}{6} = \frac{2,4^2 \cdot 1,8}{6} = 1,728$  м<sup>3</sup>.

Напряжения под подошвой фундамента:

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{A_f} + \frac{M}{W_f} = \frac{1038}{4,32} + \frac{135,5}{1,728} = 318,7 \text{ кПа} < 1,2 \cdot R_0 = 336 \text{ кПа} ;$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{A_f} - \frac{M}{W_f} = \frac{1038}{4,32} - \frac{135,5}{1,728} = 161,9 \text{ кПа} > 0 .$$

где:  $N = N_c + \rho_m \cdot A_f \cdot H_f + G_{\text{орп.}} = 808,8 + 20 \cdot 4,32 \cdot 2 + 56,4 = 1038$  кН;

$$M = M_c - V \cdot H_f - G_{\text{орп.}} \cdot e_w = -63,96 - 23,08 \cdot 2 - 56,4 \cdot 0,45 = -135,5 \text{ кНм}$$

$$e_w = 0,5 \cdot (h_c + t_w) = 0,5 \cdot (0,6 + 0,3) = 0,45 \text{ м.}$$

Размеры подошвы достаточны.

## 2. Определение размеров подколонника

Определяем размеры стакана.

Для надежной анкеровки продольной арматуры колонны она должна быть заведена в стакан фундамент на длину не менее  $l_{bd}$ .

Согласно требованиям раздела 11 [20]

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot l_b \cdot \frac{A_{s,req}}{A_{s,prov}} \geq l_{b,min} ,$$

$A_{s,req} = 298,5$  мм<sup>2</sup> – площадь продольной арматуры, требуемая по расчету;

$A_{s,prov} = 509$  мм<sup>2</sup> – принятая площадь продольной арматуры.

Согласно табл. 11.6 [20]

$$\bar{\alpha}_1 = 1,0; \bar{\alpha}_2 = 1,0; \bar{\alpha}_3 = 0,7; \bar{\alpha}_4 = 1,0;$$

$$l_{b,min} = \max(0,6l_b; 15\varnothing; 100 \text{ мм}),$$

где  $l_b$  – величина базовой длины анкеровки, в общем случае определяется по формулам (11.4); (11.5) (п. 11.2.33 [20]):

$$l_b = \frac{\varnothing}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} = \frac{18}{4} \cdot \frac{365}{1,75} = 939 \text{ мм};$$

$$f_{bd} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot f_{ctd} = 0,7 \cdot 1 \cdot 2,25 \cdot 0,73 = 1,15 \text{ МПа};$$

$$l_{bd} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,7 \cdot 939 \cdot \frac{298,5}{509} = 385 \text{ мм};$$

$$l_{b,\min} = \max \begin{cases} 0,6 \cdot l_b = 0,6 \cdot 939 = 563,4 \text{ мм}; \\ 15\varnothing = 15 \cdot 18 = 270 \text{ мм}; \\ 100 \text{ мм}. \end{cases}$$

По конструктивным соображениям заглубление колонны в стакан фундамента должно быть не менее  $h_c = 600$  мм. Принимаем заглубление колонны в фундамент равным 600 мм. Тогда глубина стакана  $h_g = 600 + 50 = 650$  мм.

Определяем требуемое расстояние от дна стакана до низа подошвы фундамента из условия продавливания колонной фундамента от дна стакана.

Расчет внецентренно нагруженных стаканых фундаментов, прямоугольных в плане, производится на действие расчетной продольной силы, действующей в уровне торца колонны:  $N_c = 1132,4$  кН (2-е основное сочетание  $\gamma_F > 1$ ).

Тогда давление грунта на подошву фундамента равно

$$p_{\max} = \frac{N_c}{A_f} = \frac{1132,4}{4,32} = 262 \text{ кПа}.$$

Определяем вспомогательный коэффициент

$$\alpha = \frac{4}{9} \cdot \frac{f_{ctd}}{p} = \frac{4}{9} \cdot \frac{0,73 \cdot 10^3}{262} = 1,238.$$

Требуемое из условия продавливания значение рабочей высоты определяется по формуле

$$\begin{aligned} d &\geq \frac{-(2 + \alpha) \cdot (b_c + h_c) + \sqrt{(2 + \alpha)^2 \cdot (b_c + h_c)^2 + 4 \cdot \pi \cdot (1 + \alpha) \cdot (a_f \cdot b_f - b_c \cdot h_c)}}{3 \cdot \pi \cdot (1 + \alpha)} = \\ &= \frac{(2 + 1,238) \cdot (0,4 + 0,6)}{3 \cdot \pi \cdot (1 + 1,238)} + \\ &+ \frac{\sqrt{(2 + 1,238)^2 \cdot (0,4 + 0,6)^2 + 4 \cdot \pi \cdot (1 + 1,238) \cdot (2,4 \cdot 1,8 - 0,4 \cdot 0,6)}}{3 \cdot \pi \cdot (1 + 1,238)} = 0,377 \text{ м}. \end{aligned}$$

Тогда полная высота фундамента должна быть не менее

$$h_f = h_g + d + 50 = 650 + 377 + 50 = 1077 \text{ мм};$$

Принимаем полную высоту фундамента кратной 300 мм, т.е.  $h_f = 1200$  мм.

Размеры подколонника в плане:

$$\text{в направлении } x - h_{cf} = h_c + 2 \cdot 75 + 2 \cdot 225 = 600 + 2 \cdot 75 + 2 \cdot 225 = 1200 \text{ мм};$$

в направлении  $y - b_{cf} = b_c + 2 \cdot 75 + 2 \cdot 225 = 400 + 2 \cdot 75 + 2 \cdot 225 = 1000 \text{ мм}$ .

Принимаем размеры кратными 300 мм:  $h_{cf} = b_{cf} = 1200 \text{ мм}$ .

Таким образом, фундамент имеет в плане вид, приведенный на рис. 21.

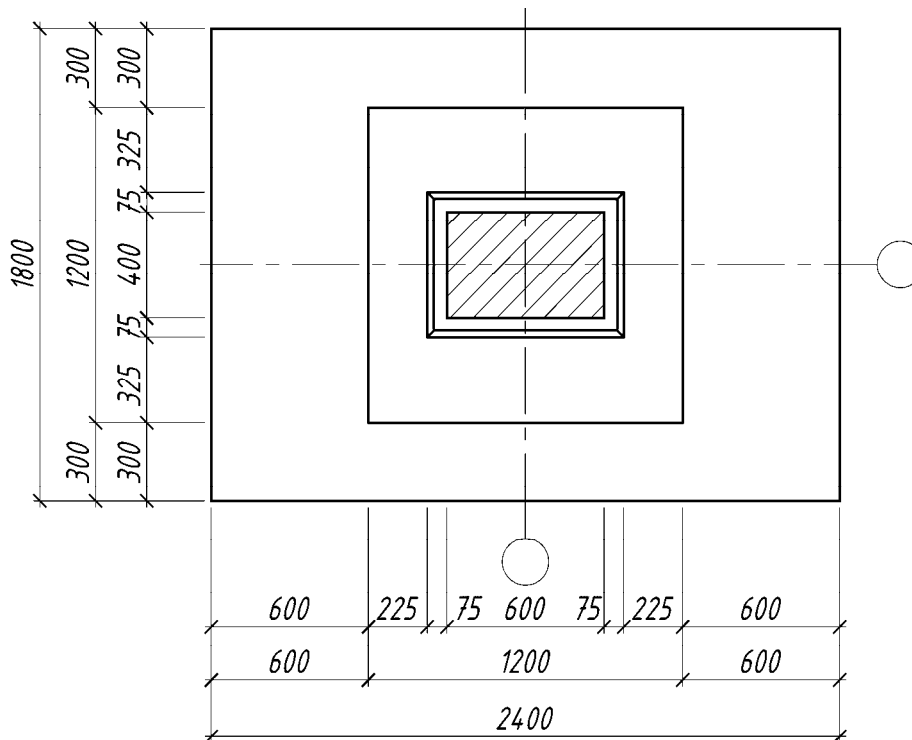


Рис. 21. Размеры фундамента в плане

### 3. Расчет рабочей арматуры подошвы фундамента

Под действием реактивного давления грунта  $p$  ступени фундамента работают на изгиб как консоли, заземленные в теле фундамента.

Определяем расчетные значения нагрузки на подошву фундамента (без учета собственного веса фундамента и веса грунта на его уступах) для 2-го основного сочетания комбинации ( $N_{\max}, M_{\text{соотв.}}$ )

$$N = N_c + G_{\text{огр.}} = 1132,4 \cdot 10^3 + 56,4 \cdot 1,35 \cdot 0,85 \cdot 10^3 = 1197,119 \text{ кН};$$

$$\begin{aligned} M &= M_c - V \cdot H_f - G_{\text{огр.}} \cdot e = \\ &= -89,54 - 30,83 \cdot 2 - 56,4 \cdot 1,35 \cdot 0,85 \cdot 0,45 = -180,324 \text{ кНм}. \end{aligned}$$

Напряжения под подошвой фундамента (см. рис. 22):

$$P_{\max} = \frac{N}{A_f} + \frac{M}{W_f} = \frac{1197,119 \cdot 10^3}{4,32} + \frac{180,324 \cdot 10^3}{1,728} = 381,5 \text{ кПа};$$

$$p_{\min} = \frac{N}{A_f} - \frac{M}{W_f} = \frac{1197,119 \cdot 10^3}{4,32} - \frac{180,324 \cdot 10^3}{1,728} = 172,8 \text{ кПа};$$

$$p_m = \frac{N}{A_f} = \frac{1197,119 \cdot 10^3}{4,32} = 277,1 \text{ кПа}.$$

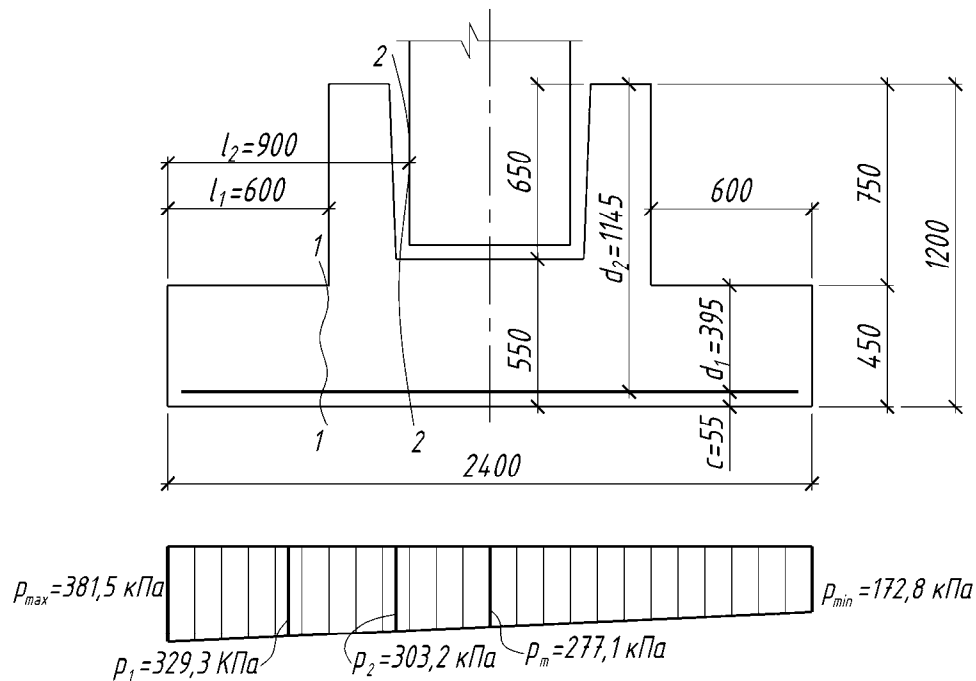


Рис. 22. Эпюра реактивного давления по подошве фундамента при внецентренном сжатии

Изгибающие моменты, определяемые в сечениях по граням уступов в  $x$ -направлении

$$M_{ix} = \frac{2 \cdot p_{\max} + p_i}{6} \cdot b_f \cdot l_i^2,$$

и момент от среднего давления под плитой в  $y$ -направлении равен

$$M_{iy} = p_m \cdot a_f \cdot \frac{l_i^2}{2}.$$

Площадь сечения арматуры подошвы в  $x(y)$ -направлении определяют по формуле

$$A_{sx(y)} = \frac{M_{ix(y)}}{0,9 \cdot d_i \cdot f_{yd}}.$$

Расчет в направлении оси  $x$

— сечение  $I-I$ :

вылет нижней ступени  $l_1 = 0,60$  м,

$c = 55$  мм,  $d_1 = h_1 - c = 0,45 - 0,055 = 0,395$  м;

$$p_1 = p_{\max} - \frac{(p_{\max} - p_{\min}) \cdot l_1}{a_f} = 381,465 - \frac{(381,5 - 172,8) \cdot 0,60}{2,4} = 329,3 \text{ кПа};$$

$$M_{1x} = \frac{2 \cdot p_{\max} + p_1}{6} \cdot b_f \cdot l_1^2 = \frac{2 \cdot 381,5 + 329,3}{6} \cdot 1,8 \cdot 0,6^2 = 117,96 \text{ кНм};$$

$$A_{sx1} = \frac{M_{sd1}}{0,9 \cdot f_{yd} \cdot d_1} = \frac{117960}{0,9 \cdot 365 \cdot 10^6 \cdot 0,395} = 909 \cdot 10^{-6} \text{ м}^2 = 909 \text{ мм}^2.$$

— сечение II-II:

вылет второй ступени  $l_2 = 0,90 \text{ м};$

$$d_2 = h_2 - c = 1,2 - 0,055 = 1,145 \text{ м};$$

$$p_2 = p_{\max} - \frac{(p_{\max} - p_{\min}) \cdot l_2}{a_f} = 381,5 - \frac{(381,5 - 172,8) \cdot 0,9}{2,4} = 303,2 \text{ кПа};$$

$$M_{2x} = \frac{2 \cdot p_{\max} + p_2}{6} \cdot b_f \cdot l_2^2 = \frac{2 \cdot 381,5 + 303,2}{6} \cdot 1,8 \cdot 0,9^2 = 259,07 \text{ кНм};$$

$$A_{sx2} = \frac{259070}{0,9 \cdot 365 \cdot 10^6 \cdot 1,145} = 689 \cdot 10^{-6} \text{ м}^2 = 689 \text{ мм}^2.$$

Коэффициенты армирования

$$\rho_{x1} = \frac{A_{sx1}}{b_f \cdot d_1} = \frac{909}{1800 \cdot 395} = 0,00127 < \rho_{\min} = 0,0013;$$

$$\rho_{x2} = \frac{A_{sx2}}{b_{cf} \cdot d_2} = \frac{689}{1200 \cdot 1145} = 0,00050 < \rho_{\min} = 0,0013;$$

где  $\rho_{\min} (\%) = 26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} = 26 \cdot \frac{1,6}{400} = 0,104\%$ , но не менее 0,13%.

Расчет в направлении оси  $y$

— сечение I-I:

$$M_{1y} = 277,1 \cdot 2,4 \cdot \frac{0,3^2}{2} = 29,93 \text{ кНм};$$

$$A_{sy1} = \frac{29,93 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 365 \cdot 10^6 \cdot 0,395} = 231 \cdot 10^{-6} \text{ м}^2 = 231 \text{ мм}^2.$$

— сечение II-II:

$$M_{2y} = 277,1 \cdot 2,4 \cdot \frac{0,7^2}{2} = 162,941 \text{ кНм};$$

$$A_{sy2} = \frac{162,941 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 365 \cdot 10^6 \cdot 1,145} = 433 \cdot 10^{-6} \text{ м}^2 = 433 \text{ мм}^2.$$



Коэффициенты армирования

$$\rho_{y1} = \frac{A_{sy1}}{a_f \cdot d_1} = \frac{231}{2400 \cdot 395} = 0,00024 < \rho_{\min} = 0,0013;$$

$$\rho_{y2} = \frac{A_{sy2}}{a_{cf} \cdot d_2} = \frac{433}{1200 \cdot 1145} = 0,00032 < \rho_{\min} = 0,0013;$$

Из сопоставления полученных результатов расчета ( $\rho_{ix(y)} < \rho_{\min}$ ) следует, что конструирование арматурных сеток следует выполнять исходя из  $\rho_{\min} = 0,13 \%$ .

Требуемая площадь арматуры:

– в направлении оси  $x$

сечение  $I-I$

$$A_{sx1} = \rho_{\min} \cdot b_f \cdot d_1 = 0,0013 \cdot 1800 \cdot 395 = 924,3 \text{ мм}^2;$$

сечение  $II-II$

$$A_{sx2} = \rho_{\min} \cdot b_{cf} \cdot d_2 = 0,0013 \cdot 1200 \cdot 1145 = 1786,2 \text{ мм}^2;$$

– в направлении оси  $y$

сечение  $I-I$

$$A_{sy1} = \rho_{\min} \cdot a_f \cdot d_1 = 0,0013 \cdot 2400 \cdot 395 = 1232,4 \text{ мм}^2;$$

сечение  $II-II$

$$A_{sy2} = \rho_{\min} \cdot a_{cf} \cdot d_2 = 0,0013 \cdot 1200 \cdot 1145 = 1786,2 \text{ мм}^2.$$

Принимаем следующее армирование плитной части фундамента (см. рис. 23).

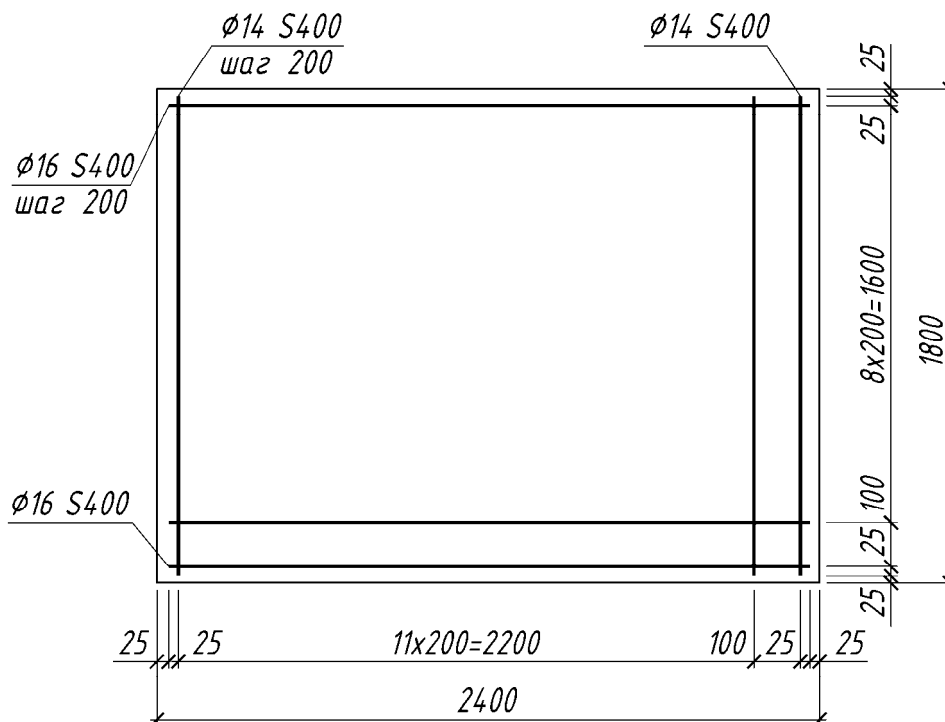


Рис. 23. Сетка для армирования плиты фундамента

Площадь арматуры (10Ø16) в направлении  $x$  равна  $A_{sx} = 10 \cdot 201,1 = 2010 \text{ мм}^2$ , площадь арматуры (13Ø14) в направлении  $y$  равна  $A_{sy} = 13 \cdot 153,9 = 2000,7 \text{ мм}^2$ .

Проверка выполнения конструктивных требования для значений коэффициентов армирования плитной части фундамента:

$$\rho_{1x} = \frac{A_{sx}}{b_f \cdot d_1} = \frac{2010}{1800 \cdot 395} = 0,0028 \geq \rho_{\min} = 0,0013;$$

$$\rho_{1y} = \frac{A_{sy}}{a_f \cdot d_1} = \frac{2000,7}{2400 \cdot 395} = 0,0021 \geq \rho_{\min} = 0,0013.$$

Проверка выполнения конструктивных требования для значений коэффициентов армирования подколонной части фундамента:

$$\rho_{2x} = \frac{A_{sx}}{b_{cf} \cdot d_2} = \frac{2010}{1200 \cdot 1145} = 0,00146 \geq \rho_{\min} = 0,0013;$$

$$\rho_{2y} = \frac{A_{sy}}{a_{cf} \cdot d_2} = \frac{2000,7}{1200 \cdot 1145} = 0,00146 \geq \rho_{\min} = 0,0013.$$

#### 4. Проверка ступеней на действие поперечной силы

Расчетное сечение  $Iv-Iv$  для проверки прочности нижней ступени на действие поперечной силы расположено на расстоянии  $d_1$  от сечения  $I-I$ . Тогда расстояние от края подошвы фундамента до этого сечения равно (рис. 24)

$$l_{1v} = l_1 - d_1 = 0,6 - 0,395 = 0,205 \text{ м},$$

$$p_{1v} = p_{\max} - \frac{(p_{\max} - p_{\min}) \cdot l_{1v}}{a_f} = 381,5 - \frac{(381,5 - 172,8) \cdot 0,205}{2,4} = 363,6 \text{ кПа}.$$

Поперечная сила в сечении  $Iv-Iv$  равна

$$V_{Sd} = \frac{p_{\max} + p_{1v}}{2} \cdot b_f \cdot l_{1v} = \frac{381,5 + 363,6}{2} \cdot 1,8 \cdot 0,205 = 137,471 \text{ кН}.$$

Прочность нижней ступени на действие поперечной силы определяем по формуле (7.77) [20] принимая  $d = d_{1v}$ ,  $x = d_{1v}$  и  $\sigma_{cp} = 0$

$$V_{Rd,ct} = 0,12 \cdot k \cdot \sqrt[3]{100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck}} \cdot \left( \frac{2d_{1v}}{d_{1v}} \right) \cdot b_f \cdot d_{1v} = 0,24 \cdot k \cdot \sqrt[3]{100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck}} \cdot b_f \cdot d_{1v}$$

где  $\rho_l = 0,0028$ ;

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d_{1v}}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{395}} = 1,711 \leq 2.$$

$$V_{Rd,ct} = 0,24 \cdot 1,711 \cdot \sqrt[3]{100 \cdot 0,0028 \cdot 12} \cdot 1800 \cdot 395 = 437298 \text{ Н} = 437,3 \text{ кН}.$$

Поскольку  $V_{Rd,ct} > V_{Sd}$  прочность нижней ступени на действие поперечной силы обеспечена.

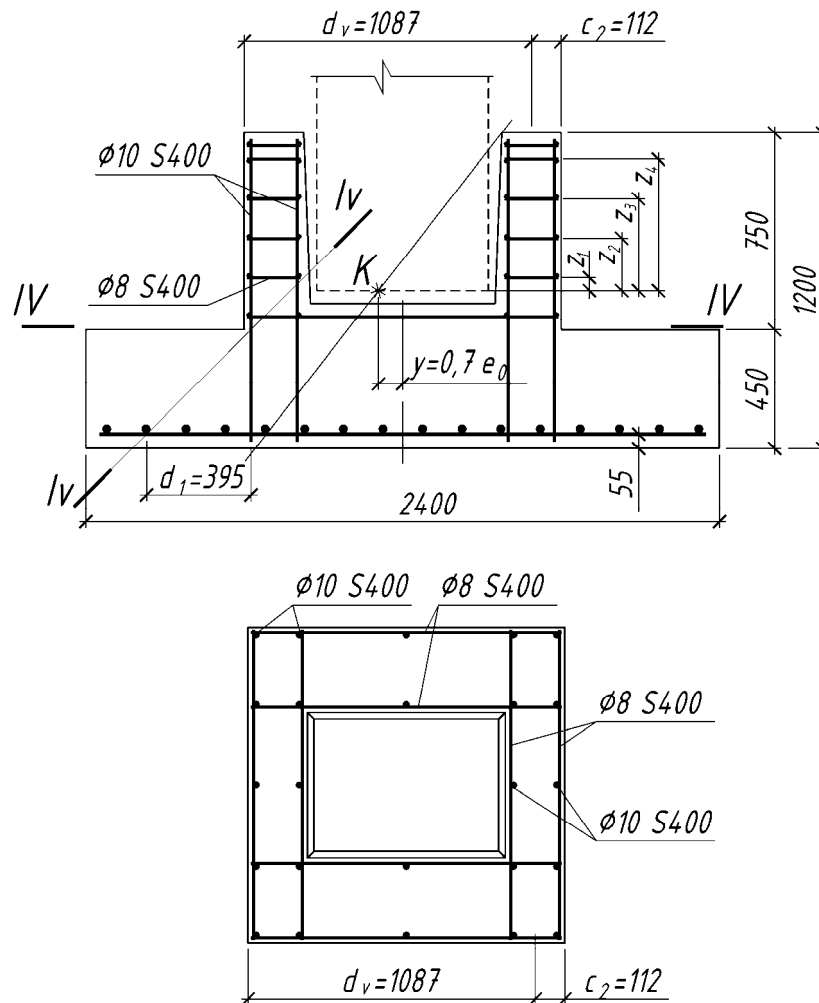


Рис. 24. К расчету армирования подколонника

## 5. Расчет армирования стаканной части фундамента

Минимальная толщина стенок стакана поверху равна 225 мм, что меньше чем  $0,75h_g = 0,75 \cdot 650 = 487,5$  мм.

Эксцентриситет приложения усилий от расчетных нагрузок в уровне верхнего обреза фундамента равен ( $M_{\max}$ ,  $N_{\text{соотв.}}$  для 2-го сочетания)

$$e_0 = \frac{M_c + M_{\text{орг}}}{N_c + G_{\text{орг}}} = \frac{166,984 - 56,4 \cdot 1,35 \cdot 0,45}{592,02 + 56,4 \cdot 1,35} = \frac{133,721}{668,16} = 0,2 \text{ м,}$$

что больше чем  $h_c / 6 = 0,6 / 6 = 0,1$  м.

При такой толщине стенок стакана и эксцентриситете приложения усилий стенки стакана следует армировать продольной и поперечной арматурой, устанавливаемой по расчету.

Расчет продольной арматуры стакана.

Расчет выполняем по усилиям в сечении *IV-IV*, расположенном в уровне верха плитной части фундамента.

Фактическое коробчатое сечение *IV-IV* приводим к расчетному двутавровому:

$$- \text{ширина ребра} - b_w = b_{cf} - b_c - 2 \cdot 75 = 1200 - 400 - 150 = 650 \text{ мм};$$

- ширина полок равна поперечному размеру подколонника -

$$b'_f = b_f = b_{cf} = 1200 \text{ мм};$$

$$- \text{высота полок} - h'_f = h_f = \frac{(h_{cf} - h_c - 2 \cdot 75)}{2} = \frac{(1200 - 600 - 150)}{2} = 225 \text{ мм};$$

$$- \text{рабочая высота сечения} - d_v = h_{cf} - 0,5 \cdot h_f = 1200 - 0,5 \cdot 225 = 1087 \text{ мм}.$$

Момент инерции расчетного сечения

$$\begin{aligned} I_{cf} &= \frac{b_{cf} h_{cf}^3}{12} - \frac{(b_f - b_w)(h_{cf} - h_f - h'_f)^3}{12} = \\ &= \frac{1,2 \cdot 1,2^3}{12} - \frac{(1,2 - 0,65)(1,2 - 0,225 - 0,225)^3}{12} = 0,1499 \text{ м}^4. \end{aligned}$$

Площадь расчетного сечения

$$\begin{aligned} A_{cf} &= b_{cf} \cdot h_{cf} - (b_f - b_w)(h_{cf} - h_f - h'_f) = \\ &= 1,2 \cdot 1,2 - (1,2 - 0,65)(1,2 - 0,225 - 0,225) = 0,9525 \text{ м}^2. \end{aligned}$$

Радиус инерции расчетного сечения

$$i_{cf} = \sqrt{\frac{I_{cf}}{A_{cf}}} = \sqrt{\frac{0,1499}{0,9525}} = 0,397 \text{ м}.$$

Усилия от расчетных нагрузок в сечении *IV-IV* равны

$$\begin{aligned} M_{Sd} &= M_c + M_{\text{орг}} - V_c \cdot h_g = \\ &= 166,984 - 56,4 \cdot 1,35 \cdot 0,45 - (-27,721) \cdot 0,75 = 153,512 \text{ кНм}; \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N_{Sd} &= N_c + G_{\text{орг}} + G_{cf} = \\ &= 592,02 + 56,4 \cdot 1,35 + 1,2 \cdot 1,2 \cdot 0,75 \cdot 25 \cdot 1,35 \cdot 0,85 \cdot 0,95 = 697,593 \text{ кН}. \end{aligned}$$

Поскольку сечение армируется двойной симметрично установленной арматурой  $A_{s1} = A_{s2}$ ,

$$N_{Sd} = \alpha \cdot f_{cd} \cdot b'_f \cdot x \Rightarrow x = \frac{N_{Sd}}{f_{cd} \cdot b'_f} = \frac{697,593 \cdot 10^3}{8,0 \cdot 10^6 \cdot 1,2} = 0,0727 \text{ м}.$$

$$M_{SdI-I} = M_{Sd} + N_{Sd} \cdot \left(d - \frac{h}{2}\right) = 153,512 + 697,593 \cdot \left(1,087 - \frac{1,2}{2}\right) = 493,24 \text{ кНм};$$

$$A_{s1} = A_{s2} \geq \frac{M_{SdI-I} - \alpha \cdot f_{cd} \cdot b'_f \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{2}\right)}{(d - c_2) \cdot f_{yd}} =$$

$$= \frac{493,24 \cdot 10^3 - 8,0 \cdot 10^6 \cdot 1,2 \cdot 0,0727 \cdot \left(1,087 - \frac{0,0727}{2}\right)}{(1,087 - 0,112) \cdot 365 \cdot 10^6} < 0.$$

$$\rho(\%) = \rho_{\min}(\%) = \frac{5 \cdot N_{Sd}}{f_{yd} \cdot b_w \cdot d} = \frac{5 \cdot 697,593}{365 \cdot 10^3 \cdot 0,65 \cdot 1,087} = 0,0135\%, \text{ но не менее}$$

$$\rho_{\lambda} = \frac{27 + \frac{l_0}{i_{cf}}}{440} = \frac{27 + \frac{1,2}{0,397}}{440} = 0,068\%, \text{ при этом } \rho_{\lambda} \text{ принимается не менее } 0,10\% \text{ и}$$

не более 0,25%.

Принимаем  $\rho = 0,10\%$ .

Арматуру устанавливаем по конструктивным требованиям: 10Ø10 класса S400 с общей площадью  $A_{s1} = A_{s2} = 785 \text{ мм}^2$ . Процент армирования:

$$\rho = \frac{A_s}{b_w \cdot d} = \frac{785}{650 \cdot 1087} = 0,00111 > \rho_{\min} = 0,001.$$

Расчет поперечного армирования стакана.

Усилия от расчетных нагрузок под торцом колонны (без учета собственного веса подколонника) равны

$$M_{Sd} = M_c + M_{\text{орг}} - V_c \cdot h_g =$$

$$= 166,984 - 56,4 \cdot 1,35 \cdot 0,45 - (-27,721) \cdot 0,6 = 149,354 \text{ кНм}.$$

$$N_{Sd} = N_c + G_{\text{орг}} = 592,02 + 56,4 \cdot 1,35 = 668,16 \text{ кН}.$$

Эксцентриситет приложения усилий от расчетных нагрузок в уровне торца колонны  $e_0 = \frac{M_{Sd}}{N_{Sd}} = \frac{149,354}{668,16} = 0,224 \text{ м}$ , что больше чем  $\frac{h_c}{6} = \frac{0,6}{6} = 0,1 \text{ м}$ , но меньше, чем  $\frac{h_c}{2} = \frac{0,6}{2} = 0,3 \text{ м}$ .

В этом случае поперечное армирование устанавливается исходя из расчета наклонного сечения, проходящего через точку  $K$  поворота колонны, т.е. момент  $M_{Sd,K}$  от всех усилий относительно этой точки должен быть воспринят поперечной арматурой стакана (рис. 24).

Определяем значение момента  $M_{sd,K}$

$$M_{sd,K} = M_{sd} - 0,7 \cdot N_c \cdot e_0 = 149,354 - 0,7 \cdot 668,16 \cdot 0,224 = 44,587 \text{ кНм.}$$

Поперечное армирование сетками устанавливаем в пределах верхней части стакана по длине

$$h_{\text{сеток}} = \frac{2}{3} \cdot h_{\text{стакана}} = \frac{2}{3} \cdot 650 \approx 450 \text{ мм.}$$

Первую сетку устанавливаем на расстоянии 50 мм от верхнего образа фундамента, вторая сетка – на расстоянии 50 мм от первой, далее 3 сетки с шагом 150 мм по высоте.

Требуемая площадь стержневой сетки

$$A_{sw} \geq \frac{M_{sd,K}}{f_{yd} \sum z_i} = \frac{44,587 \cdot 10^6}{365 \cdot (50 + 200 + 350 + 500 + 550)} = 74,03 \text{ мм}^2,$$

где  $z_i$  – расстояние от торца колонны до сеток поперечного армирования.

Устанавливаем сетку из стержней  $4\phi 8$  класса S400 с площадью  $A_{sw} = 4 \cdot 50,3 = 201 \text{ мм}^2$ . Схему армирования фундамента см. на рис. 25.

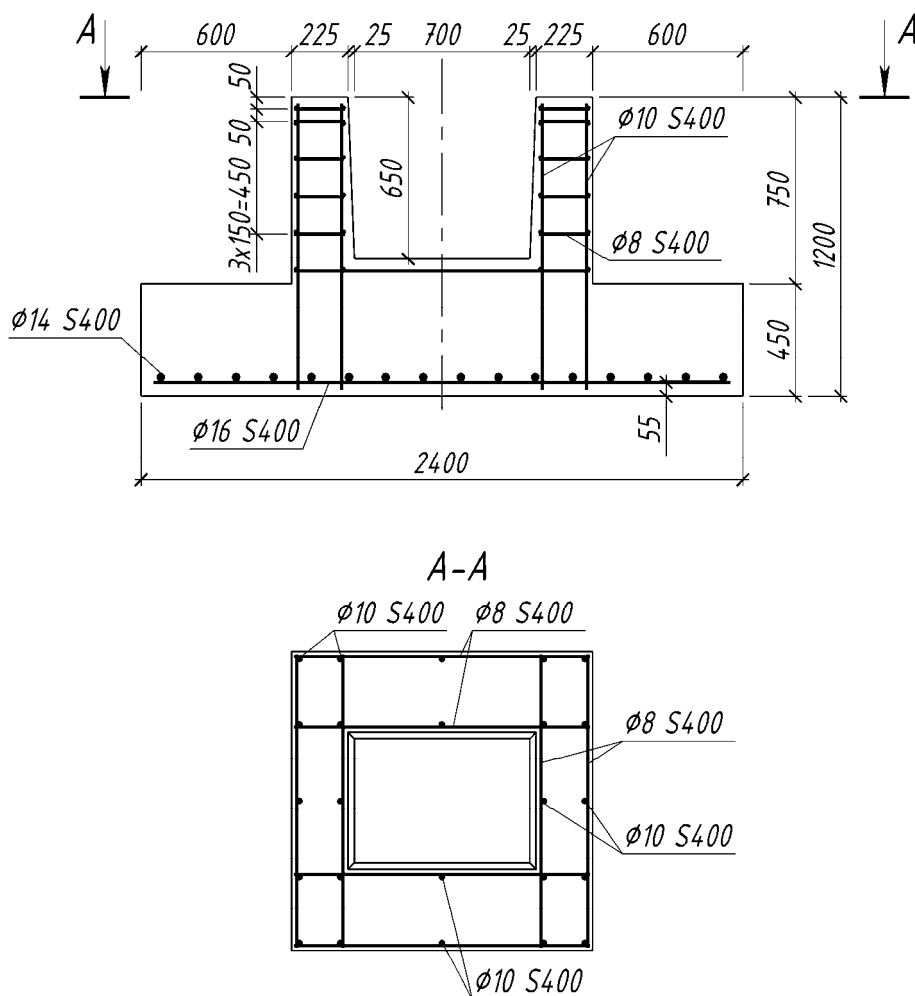


Рис. 25. Схема армирования фундамента

## ЛИТЕРАТУРА

1. Железобетонные и каменные конструкции / Учеб. для строит. спец. вузов / В.М. Бондаренко [и др.]; под общ. ред. В.М. Бондаренко, 2-е изд. перераб. – М., Высшая школа, 2002. – 876 с.
2. Байков, В.Н. Железобетонные конструкции. Общий курс / В. Н. Байков, Э.Е. Сигалов – М., Стройиздат, 1991. – 768 с.
3. Железобетонные конструкции / А.Я. Барашиков [и др.]; под общ. ред. Л.П. Полякова, Е.Ф. Лысенко, Л.В. Кузнецова – Киев, Вища школа, 1984. – 352 с.
4. Заикин, А.И. Железобетонные конструкции одноэтажных промзданий (примеры расчета) / А. И. Заикин. – М., АСБ, 2001. - 272 с.
5. Проектирование железобетонных конструкций. Справочное пособие / Под ред. Голышева А. Б. – Киев, Будивельник, 1999. - 544 с.
6. Голышев, А.Б. Железобетонные конструкции: В 2 томах. / А. Б. Голышев - К., Логос, 2001-2003. – Т. 1: Сопротивление железобетона. 2001. - 420 с.
7. Голышев, А. Б. Железобетонные конструкции: В 2 томах. / А. Б. Голышев - К., Логос, 2001-2003. – Т. 2: Строительная механика железобетона. 2003. – 420 с.
8. Железобетонные конструкции. Основы теории расчета и конструирования / Учебное пособие для студентов строительных специальностей. Под ред. Т. М. Пецольда и В. В. Тура. – Брест, БГТУ, 2003. – 380 с.
9. Типовые железобетонные конструкции зданий и сооружений для промышленного строительства. Справочник проектировщика. – М., Стройиздат, 1981. – 488 с.
10. Дрозд, Я. И. Предварительно напряженные железо-бетонные конструкции / Я. И. Дрозд, Г. П. Пастушков – Минск, Вышэйшая школа, 1984. – 208 с.
11. Казачек, В.Г. Эффективные конструктивные решения и методы расчета колонн одноэтажных производственных зданий / В. Г. Казачек. – Минск, УП «Технопринт», 2003. – 232 с.
12. Васильев, Б.Ф. Железобетонные колонны одноэтажных производственных зданий. // Расчет и конструирование / Б. Ф. Васильев, А. Я. Розенблюм. – М., Стройиздат, 1974.

13. Трепененков, Р.И. Альбом чертежей конструкций и деталей промышленных зданий / Р.И. Трепененков – М., Стройиздат, 1980. – 284 с.
14. Шерешевский, И. А. Конструирование промышленных зданий и сооружений / И. А. Шерешевский. – Л., Стройиздат, 1980. – 168 с.
15. Кутухтин, Е.Г. Конструкции промышленных и сельскохозяйственных зданий и сооружений / Е.Г. Кутухтин, В.А. Коробков – М., Стройиздат, 1995. - 272 с.
16. Рак, Н.А. 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» / Н.А. Рак, В.И. Смех, С.Б. Щербак. - Минск: БПИ, 1997. - 31 с.
17. СНиП 2.01.07-85 Нагрузки и воздействия. Нормы проектирования. – М., Стройиздат, 1987.
18. Изменения № 1 к СНиП 2.01.07-85. – Минск, 2004.
19. СНиП 2.01.07-85 Нагрузки и воздействия. (Дополнения. Разд. 10. Прогибы и перемещения) / Госстрой СССР. – М., ЦТП Госстроя СССР, 1988.
20. СНБ 5.03.01-02 Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования. – Минск, МАиС РБ, 2003.
21. Изменения № 1...5 к СНБ 5.03.01-02. – Минск, 2005..2009.
22. MacGregor, J.G. Reinforced Concrete Mechanics and Design / J.G. MacGregor, J.K. Wight. - Pearson Prentice Hall, New Jersey, 2005.
23. Приложение 1 к СНБ 2.02.01-98 Пределы огнестойкости строительных конструкций. Нормы проектирования. – Минск, 2003.
24. СНБ 2.04.01-97 Строительная теплотехника. Нормы проектирования. – Минск, 1998., с изменениями № 1, 2 и 3.
25. ГОСТ 27751-88 (СТ СЭВ 384-87) Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения по расчету. – М., Госстандарт, 1999.



## ПРИЛОЖЕНИЯ

Приложение 1

### Соответствие обозначений классов арматуры и сортамент арматуры

Таблица П1.1

#### Ненапрягаемая арматура (табл. В.1 [20])

Класс арматуры по СНБ 5.03.01	Обозначение согласно изменению № 4 СНиП 2.03.01	Обозначение согласно СНиП 2.03.01	Документ, регламентирующий качество арматуры, по СНБ 5.03.01	Документ, регламентирующий качество арматуры, согласно настоящему изменению	Вид и профиль арматуры
S240	A240	A-I	ГОСТ 5781	СТБ 1704	Стержневая гладкая
S400	A400	A-III	ГОСТ 5781	ГОСТ 5781	Стержневая периодического кольцевого профиля
		—	ГОСТ 10884 ТУ РБ 04778771.001 ТУ РБ 190266671.001	СТБ 1704	Стержневая периодического серповидного профиля
S500	A500	—	ГОСТ 10884 ТУ РБ 04778771.001 ТУ РБ 190266671.001	СТБ 1704	Стержневая периодического серповидного профиля
		—	ТУ РБ 400074854.025 ТУ ВУ 400074854.026	—	Стержневая периодического кольцевого профиля
		—	ТУ РБ 400074854.047	—	Стержневая гладкая
	Вр-I	Вр-I	ГОСТ 6727	СТБ 1704	Проволочная с вмятинами
	B500	—	СТБ 1341	СТБ 1341	Проволочная гладкая

Напрягаемая арматура (табл. В.2 [20])

Класс арматуры по СНБ 5.03.01	Обозначение согласно изменению № 4 СНиП 2.03.01	Обозначение согласно СНиП 2.03.01	Документ, регламентирующий качество арматуры, по СНБ 5.03.01	Документ, регламентирующий качество арматуры, согласно настоящему изменению	Вид и профиль арматуры
S540	A400B	A-IIIb	—	СТБ 1701	Стержневая периодического кольцевого профиля
S800	A800	A-V	ГОСТ 5781 ТУ РБ 400074854.025	ГОСТ 5781	Стержневая периодического кольцевого профиля
			ГОСТ 10884 ТУ РБ 400074854.001 ТУ РБ 400074854.037	СТБ 1706	Стержневая периодического серповидного профиля
S1200	A1200	A-VII	ГОСТ 10884 ТУ РБ 400074854.037	СТБ 1706	Стержневая периодического серповидного профиля
			ТУ РБ 400074854.025	—	Стержневая периодического кольцевого профиля
S1400	—	—	—	СТБ 1706	Проволочная гладкая Проволочная с вмятинами
	∅3, ∅4, ∅5 B-II	∅3, ∅4, ∅5 B-II	ГОСТ 7348	ГОСТ 7348	Проволочная гладкая
	∅3, ∅4, ∅5 Bp-II	∅3, ∅4, ∅5 Bp-II			Проволочная с вмятинами
	K-7	K-7	ГОСТ 13840	ГОСТ 13840	Канаты
	K-19	K-19	ТУ 14-4-22	ТУ 14-4-22	Канаты

## Сортамент горячекатаных арматурных стержней и проволоки

НОМИН. диа- метр, мм	Площадь поперечного сечения (мм <sup>2</sup> ) при числе стержней									Масса 1 м, кг	Выпускаемые диаметры для сталей классов						
	1	2	3	4	5	6	7	8	9		S240	S400	S500	S540	S800	S1200	S1400
3,0	7,1	14	21	28	35	42	49	57	64	0,052							+
4,0	12,6	25	38	50	63	76	88	101	113	0,099			+				+
5,0	19,6	39	59	79	98	118	137	157	177	0,154			+				+
5,5	23,8	47,6	71,4	95,2	119	142,8	166,6	190,4	214,2	0,187			+				
6,0	28,3	57	85	113	142	170	198	226	255	0,222	+	+	+				+
7,0	38,5	77	115	154	192	231	269	308	346	0,302							+
8,0	50,3	101	151	201	251	302	352	402	453	0,395	+	+	+				+
9,0	63,6	127	191	254	318	382	445	509	572	0,499							
10,0	78,5	157	236	314	393	471	550	628	707	0,617	+	+	+		+	+	
12,0	113,1	226	339	452	565	679	792	905	1018	0,888	+	+	+		+	+	
14,0	154	308	462	616	769	923	1077	1231	1385	1,208	+	+	+		+	+	
16,0	201	402	603	804	1005	1206	1407	1608	1810	1,578	+	+	+	+	+	+	
18,0	254,5	509	763	1018	1272	1527	1781	2036	2290	2,000	+	+	+	+			
20,0	314	628	941	1256	1571	1885	2199	2514	2828	2,466	+	+	+	+	+	+	
22,0	380,1	760	1140	1520	1900	2281	2661	3041	3421	2,984	+	+	+	+			
25,0	491	982	1473	1963	2454	2945	3436	3927	4418	3,853	+	+	+	+	+	+	
28,0	616	1232	1847	2463	3079	3695	4310	4926	5542	4,833	+	+	+	+			
32,0	804	1608	2413	3217	4021	4825	5630	6434	7238	6,313	+	+	+	+	+	+	
36,0	1018	2036	3054	4072	5090	6107	7125	8143	9161	7,990				+			
40,0	1256	2513	3770	5026	6283	7540	8796	10053	11309	9,864	+	+	+		+	+	

*Примечание.* Стержни арматурной горячекатаной стали диаметром менее 10 мм поставляются в мотках, диаметром 10 мм и более – в прутках длиной 6...12 м или мерной длины, оговариваемой в заказах.

## Прочностные характеристики материалов

Таблица П2.1

Характеристики ненапрягаемой арматуры (табл. 6.5 [20])

Класс арматуры	Номинальный диаметр	Вид поверхности	$k = \frac{f_{tk}}{f_{yk}}$	Нормативное сопротивление $f_{yk} (f_{0,2k})$ , Н/мм <sup>2</sup>	Расчетное сопротивление $f_{yd} (f_{0,2d})$ , Н/мм <sup>2</sup>	Расчетное сопротивление поперечной арматуры $f_{ywd}$ , Н/мм <sup>2</sup>	
S240	5,5–40	Гладкая	1,08	240	218	174	157*
S400	6–40	Периодического профиля	1,05	400	367	290	263*
S500	4–5	Гладкая и периодического профиля	1,05	500	417	333	300*
	6–22	Периодического профиля	1,05	500	435	348	313*
	25–40	Периодического профиля	1,05	500	417	333	—

\*В сварных каркасах при диаметре поперечной арматуры 4–5 мм или менее 1/3 диаметра продольных стержней.

Таблица П2.2

Характеристики напрягаемой арматуры (табл. 6.6 [20])

Класс арматуры	Номинальный диаметр, мм	Вид арматуры	$k = \frac{f_{tk}}{f_{pk}}$	Нормативное сопротивление $f_{pk} (f_{0,2k})$ , Н/мм <sup>2</sup>	Расчетное сопротивление $f_{pd}$ , Н/мм <sup>2</sup>
S540	16–36	Стержневая	1,0	540	430
S800	10–32	“	1,1	800	640
S1200	10–32	“	1,1	1200	960
S1400	3–5	Проволочная	1,1	1400	1120
S1400	9–15	Канатная	1,1	1400	1120

Прочностные и деформационные характеристики тяжелых и мелкозернистых бетонов (табл. 6.1 [20])

Характеристики, единицы измерения	Класс бетона по прочности на сжатие														
	C <sup>8</sup> / <sub>10</sub>	C <sup>12</sup> / <sub>15</sub>	C <sup>16</sup> / <sub>20</sub>	C <sup>20</sup> / <sub>25</sub>	C <sup>25</sup> / <sub>30</sub>	C <sup>30</sup> / <sub>37</sub>	C <sup>35</sup> / <sub>45</sub>	C <sup>40</sup> / <sub>50</sub>	C <sup>45</sup> / <sub>55</sub>	C <sup>50</sup> / <sub>60</sub>	C <sup>55</sup> / <sub>67</sub>	C <sup>60</sup> / <sub>75</sub>	C <sup>70</sup> / <sub>85</sub>	C <sup>80</sup> / <sub>95</sub>	C <sup>90</sup> / <sub>105</sub>
$f_{ck}$ , МПа	8	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90
$f_c^G$ , <sub>cube</sub> , МПа	10	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105
$f_{cm}$ , МПа	16	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98
$f_{ctm}$ , МПа	1,2	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0
$f_{ctk,0,05}$ , МПа	0,85	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5
$f_{ctk,0,95}$ , МПа	1,55	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,8
$\varepsilon_{c1}$ , ‰	-1,7	-1,8	-1,9	-2,0	-2,1	-2,2	-2,25	-2,3	-2,4	-2,45	-2,5	-2,6	-2,7	-2,8	-2,8
$\varepsilon_{cu1}$ , ‰	-3,5										-3,2	-3,0	-2,8	-2,8	-2,8
$\varepsilon_{c2}$ , ‰	-2,0										-2,2	-2,3	-2,4	-2,5	-2,6
$\varepsilon_{cu2}$ , ‰	-3,5										-3,1	-2,9	-2,7	-2,6	-2,6
$n$	2,0										1,75	1,60	1,45	1,40	1,40
$\varepsilon_{c3}$ , ‰	-1,75										-1,8	-1,9	-2,0	-2,2	-2,3
$\varepsilon_{cu3}$ , ‰	-3,5										-3,1	-2,9	-2,7	-2,6	-2,6

*Примечание.* Для мелкозернистых бетонов, приготовленных с применением песков, имеющих модуль крупности  $M_K = 2,0$  и менее (группа Б), значения прочностных характеристик  $f_{ctm}$ ,  $f_{ctk,0,05}$ ,  $f_{ctk,0,95}$  следует умножать на поправочный коэффициент  $k_t = 0,65 + 6 \cdot 10^{-3} \cdot f_c^G$ ,<sub>cube</sub>.

Коэффициенты  $\xi$ ,  $\eta$ ,  $\alpha_m$  для расчета прочности изгибаемых элементов  
прямоугольного профиля

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

## 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	$1,2H$	$0,8H_1$	$1,2H$
	Надкрановая (верхняя) часть колонн при подкрановых балках		Разрезных	$2,5H_2$	$1,5H_2$	$2,0H_2$	
		Неразрезных	$2,0H_2$	$1,5H_2$	$1,5H_2$		
	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		$2,5H_2$	$2,0H_2$	$2,5H_2$
		Колонны постоянного сечения зданий		Однопролетных	$1,5H$	$0,8H$	$1,2H$
Многопролетных				$1,2H$	$0,8H$	$1,2H$	
Эстакады		Крановые	При подкрановых балках		Разрезных	$2,0H_1$	$0,8H_1$
	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>							

## Нормативные нагрузки от веса конструкций

Таблица П5.1

### Нормативная нагрузка от веса плит покрытия

Типы плиты	Номинальные размеры	Район по снеговой нагрузке	Нагрузка, кПа
Ребристые типа П	3x6	Все районы	1,60
	1,5x6	—«—	1,70-1,80
	3x12	I-II	1,72
		III-IV	2,05
1,5x12	Все районы	2,65-3,1	
Ребристые малоуклонные	3x18	—«—	2,25
	3x24	—«—	2,65
Сводчатые типа КЖС	3x18	—«—	2,0
	3x24	—«—	2,25

*Примечания:* 1. Нагрузка приведена с учетом заливки швов.

2. Плиты 1,5x6,0 и 1,5x12м применяются, как правило, в качестве доборных и в зонах образования снеговых мешков.

Таблица П5.2

### Нормативная нагрузка от веса 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 П5.3

### 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 30т включительно; КР 80 – КР100 – 75 т; КР 120 – 100 – 250т.



Массы стропильных и подстропильных конструкций

Тип конструкций	Пролет, м	Шаг, м	Район по снеговой нагрузке	Масса, т
Стропильные фермы	18	6	I-III	4,5
			IV-VI	6,0
		12	I-III	6,0...7,8
			IV-VI	7,8...9,4
	24	6	I-III	9,2
			IV-VI	9,2...11,2
		12	I-III	14,9
			IV-VI	18,6
30	6	I-III	16,2	
		IV-VI	18,0	
Стропильные балки	12	6; 12	Все районы	4,1
	18	6; 12	– « –	9,1
	24	6; 12	– « –	15...16,5
Стропильные балки под плиты длиной 18x24 м	6	18	Все районы	1,7
		24	– « –	2,3
	12	18	– « –	10,9
		24	– « –	14,8
Арки	24	6	Все районы	9
		12	– « –	17
	30	6	– « –	14
		12	– « –	28
	36	6	– « –	25
		12	– « –	40
Подстропильные фермы	12	—	– « –	11,3
Подстропильные балки	12	—	– « –	12
Железобетонные подкрановые балки	6			4,2
	12			11,5

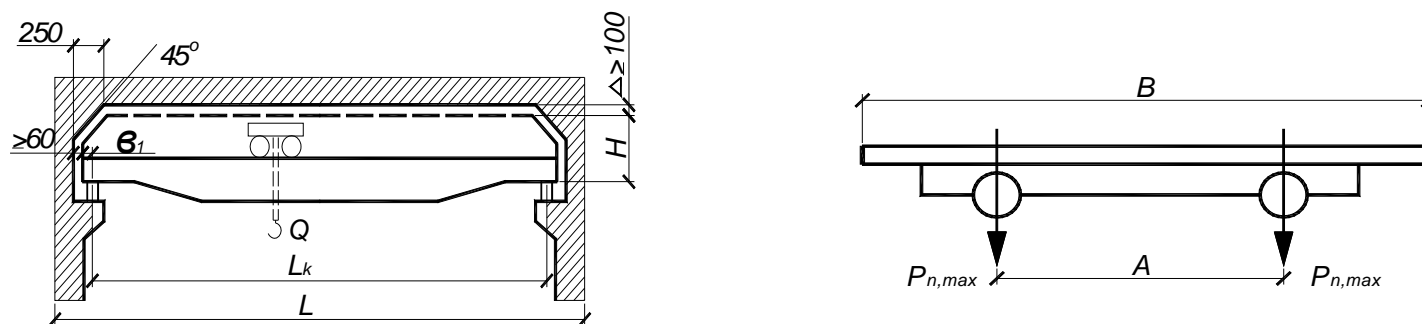


Рис. Пб.1. Габаритные размеры кранов

Таблица Пб.1

Основные параметры и размеры кранов грузоподъемностью 5.....50т

Грузоподъемность крана (т)	Высота крана над головкой кранового рельса	Размер консоли крана $B_1$ (мм)	Количество тор-мозных колес (мм)	Максимальное давление по колесу (кН) по размерам (м) пролетов $L_k$ и режимов работы					Масса тележки (т)	Масса крана (т) по размерам (м) пролетов $L_k$					База крана (мм) $A$ по размерам (м) пролетов $L_k$			Ширина крана (мм) $B$ по размерам (м) пролетов $L_k$			
				10,5	16,5	22,5	28,5	34,5		Масса	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
				50	55	60	75	85			2,0	9,0	11,0	13,0	19,5	23,5	3700	5000	5600	4700	6000
5	1650	230	2	70	80	85	100	115	2,2	10,0	12,5	14,5	20,5	26,5	4400	5000	5600			5400	
8	1900			80	85	95	105	125	2,4	11,0	13,0	15,8	21,0	29,0				5500	6100	6700	
10				105	120	135	155	170	3,0	13,0	16,0	20,5	26,0	32,0				5600			6200
12,5	120			140	150	170	185	3,7	15,8	18,7	21,7	28,5	39,0	5100					6300	6800	
16	2200	120		140	150	170	190	4,7	17,0	20,0	23,0	29,0	40,3		5600	6860					
16/3,2		155		170	180	200	235	6,3	19,0	22,0	25,5	33,2	46,5								
20/5	2400	260		215	235	260	280	320	8,7	25,0	28,0	35,0	41,0	56,5	5100	6300	6800				
32/5	2750			310	360	380	415	455	13,5	36,0	41,5	48,5	59,5	73,1	5600	6860					
50/12,5	3150	300		310	360	380	415	455	13,5	36,0	41,5	48,5	59,5	73,1	5600	6860					

Примечание. Размеры пролетов кранов ( $L_k$ ) могут изменяться на величины, кратные 0,3 м.