

СТАЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

Часть 2. Основы проектирования стальных каркасов одноэтажных промзданий, оборудованных мостовыми кранами

Учебное пособие

Нижний Новгород
2021

СТАЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

Часть 2. Основы проектирования стальных каркасов одноэтажных промзданий, оборудованных мостовыми кранами

Утверждено редакционно-издательским советом университета
в качестве учебного пособия

ББК 38.5
К 60
УДК 624.014 (075.8)

Печатается в авторской редакции

Рецензенты:

В. А. Чернышев – президент ООО фирмы «Нижегородстрой»
А. И. Никонов – директор ООО «НХС-Инвестстрой»

Колесов А. И. Стальные конструкции зданий и сооружений. [Текст]: учеб. пособие Ч.2. Основы проектирования стальных каркасов одноэтажных промзданий, оборудованных мостовыми кранами / А. И. Колесов, В. В. Пронин, О. Б. Иванова, Е. А. Кочетова; Нижегород. гос. архитектур.-строит. ун-т. – Н.Новгород: ННГАСУ, 2021. – 191 с. ISBN 978-5-528-00453-2

Кратко изложены основные требования по расчету и проектированию стальных каркасов одноэтажных производственных зданий (ОПЗ), оборудованных опорными мостовыми кранами. Рассмотрены следующие темы: основные требования по компоновке стального каркаса, связей, выбору грузовых площадей при разных шагах колонн крайних и средних рядов; основы статического расчета поперечных рам ОПЗ, включая определение нормативных и расчетных постоянных и временных нагрузок, выбор расчетных схем поперечных рам для приближенных расчетов и с применением САПР, особенности учета пространственной работы стального каркаса в приближенных расчетах и с применением САПР, расчет сочетаний нормативных нагрузок для проверок перемещений по требованиям II предельного состояния и сочетаний расчетных нагрузок для оценки НДС по I предельному состоянию; основы конструктивных расчетов стержней колонн поперечных рам: свободных и несвободных, постоянного и переменного ступенчатого поперечного сечения, - на устойчивость и прочность, местную устойчивость элементов стенок и поясов; основы конструирования и расчета узлов: базы и сопряжений верхней и нижней стержня колонны, соединений колонн с ригелями; основы конструирования и расчета ригелей поперечных рам и их узлов.

Материал изложен с учетом новых нормативных документов [4, 6] под аудиторные часы студентов 4-го курса СУЗ из расчета 16 недель по 2 академических часа, т.е. 32 академических часа.

Предназначено для студентов направления 08.03.01 «Строительство», бакалавриат с профилем «Промышленное и гражданское строительство» по специальности 08.05.01 «Строительство уникальных зданий и сооружений».

ISBN 978-5-528-00453-2

© А.И. Колесов, В.В. Пронин,
О.Б. Иванова, Е.А. Кочетова, 2021
© ННГАСУ, 2021

СОДЕРЖАНИЕ

Введение.....	6
1. Основные требования при компоновке стальных каркасов ОПЗ, оборудованных опорными мостовыми кранами.....	7
1.1. Функции каркасов ОПЗ, оборудованного мостовыми кранами и основные требования к ним.....	7
1.2. Структура стального каркаса ОПЗ, оборудованного мостовыми кранами.....	9
1.3. Основные требования к генеральным размерам каркасов ОПЗ.....	10
1.4. Типы поперечных рам ОПЗ и основные критерии их выбора	11
1.5. Расчет размеров поперечной рамы	12
1.6. Основы компоновки связей в каркасе ОПЗ, оборудованных опорными мостовыми кранами.....	25
1.7. Выбор грузовых площадей для нагрузок с покрытия на плоскую поперечную раму ОПЗ.....	35
2. Основы статического расчета стальных поперечных рам ОПЗ, оборудованных опорными мостовыми кранами.....	40
2.1. Нормативные и расчетные распределенные нагрузки на поперечные рамы от собственного веса кровли, конструкций покрытия со связями.....	40
2.2. Временные нагрузки на поперечную раму от веса снегового покрова.....	45
2.3. Временные нагрузки на поперечную раму ОПЗ от мостовых кранов.....	47
2.4. Временные нагрузки на каркас ОПЗ и поперечную раму от ветрового давления.....	50
2.5. Пониженные значения нагрузок на поперечную раму ОПЗ....	55
2.6. Установление расчетной схемы поперечной рамы ОПЗ.....	56

2.7. Основы приближенного статического расчета поперечной рамы ОПЗ.....	57
2.8. Учет пространственной работы стального каркаса ОПЗ при статическом расчете поперечной плоской рамы.....	59
2.9. Сочетания перемещений и усилий от нагрузок (загружений) в расчетных сечениях колонн поперечной рамы.....	64
2.10. Особенности статического расчета многопролетных поперечных рам ОПЗ.....	66
3. Основы конструктивного расчета колонн в системе поперечных рам ОПЗ, оборудованных опорными мостовыми кранами.....	69
3.1. Варианты типов колонн, соответствующих компоновочным схемам по п.1.4.....	70
3.2. О последовательности конструктивных проверочных расчетов стержней колонн поперечной рамы ОПЗ.....	74
3.2.1. Определение расчетных длин стержней колонн поперечной рамы ОПЗ.....	78
3.2.2. Конструктивный расчет сплошного стержня колонны постоянного поперечного сечения в системе свободной поперечной рамы ОПЗ, оборудованной опорными мостовыми кранами....	97
3.2.3. Конструктивный расчет нижней части одноступенчатого стержня колонны сплошного поперечного сечения в системе однопролетной и многопролетной свободной поперечной рамы ОПЗ, оборудованной опорными мостовыми кранами.....	104
3.2.4. Конструктивный расчет одноступенчатого стержня колонны с нижней частью сквозного сечения в системе однопролетной поперечной свободной рамы ОПЗ, оборудованной опорными мостовыми кранами.....	112
3.3. Основы конструирования и расчета баз колонн ОПЗ, оборудованных опорными мостовыми кранами.....	125

3.3.1. Структура баз колонн ОПЗ и их типы.....	125
3.3.2. Основы статического расчета элементов базы сплошной внецентренно сжатой колонны.....	131
3.3.3. Особенности расчетов элементов баз в сквозных колоннах.....	139
3.4. Основы конструирования и расчета узлов сопряжений участков колонн в уровне подкрановых балок.....	140
4. Основы конструирования и расчета ригелей поперечных рам ОПЗ, оборудованных опорными мостовыми кранами.....	154
4.1. Геометрическая компоновка ригелей.....	154
4.2. Основы статического расчета ригеля поперечной рамы ОПЗ, оборудованного опорными мостовыми кранами.....	154
4.2.1. Определение постоянных узловых нагрузок на ригель.	157
4.2.2. Расчетные сочетания нагрузок (усилий) на ригель поперечной рамы ОПЗ, оборудованного опорными мостовыми кранами.....	159
4.2.3. Основы конструирования и расчета узлов крепления ригеля к колоннам.....	162
4.2.4. Основы проверок поперечных сечений стержней ригеля по I предельному состоянию на основе расчетных сочетаний нагрузок (усилий).....	171
4.2.5. Особенности компоновки и расчета узлов сквозных ригелей из нетрадиционных профилей	174
Приложение №1. Уточненные формулы для предварительного назначения жесткостей элементов КЭ-модели поперечной рамы.....	180
Список литературы.....	186

ВВЕДЕНИЕ

Опубликованные для учебного процесса за последние десятилетия книги [2, 7] весьма соответствуют традиционным примерным программам курса «Металлические конструкции» по специальности Промышленное и гражданское строительство. Однако в последние годы по строительному профилю (2010-2016 гг) вузы работают по новым стандартам (ФГОС 08.03.01 – Строительство, бакалавриат; ФГОС 08.05.01 – Строительство уникальных зданий и сооружений, специалитет) и соответствующим им учебным планам, в которых **аудиторному** изучению металлических конструкций отведен ограниченный объем часов. Кроме того изменились нормативные документы [4, 6]. Поэтому для аудиторной работы преподавателя имеется необходимость в издании данного учебного пособия.

Настоящее учебное пособие (курс лекций) предназначено для студентов 4-го курса (8-й семестр) ННГАСУ по специальности 08.05.01 (СУЗ) при изучении второй части общего курса «Металлические конструкции».

Исходя из выделенных лекционных часов по действующему учебному плану (32 часа) учебное пособие – 2-я часть составлено из следующих тем:

Тема 1. Основные требования при компоновке стальных каркасов ОПЗ, оборудованных опорными мостовыми кранами.

Тема 2. Основы статического расчета стальных поперечных рам ОПЗ, оборудованных опорными мостовыми кранами.

Тема 3. Основы конструктивного расчета колонн в системе поперечных рам ОПЗ, оборудованных опорными мостовыми кранами.

Тема 4. Основы конструирования и расчета ригелей поперечных рам ОПЗ, оборудованных опорными мостовыми кранами.

1. ОСНОВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ ПРИ КОМПОНОВКЕ СТАЛЬНЫХ КАРКАСОВ ОДНОЭТАЖНЫХ ПРОМЗДАНИЙ (ОПЗ), ОБОРУДОВАННЫХ ОПОРНЫМИ МОСТОВЫМИ КРАНАМИ

1.1. Функции каркасов ОПЗ, оборудованного мостовыми кранами и основные требования к ним

Стальной каркас с мостовыми кранами выполняет две основные функции:

- поддерживает ограждающие конструкции, которые изолируют внутренний объем здания от внешней среды;
- поддерживает технологическое оборудование в здании (мостовые краны, подвесные кран-балки, осветительную арматуру и др.).

Отсюда вытекают **основные требования** к стальному каркасу здания:

- **прочность**, которая зависит от: материала; качественного выполнения конструкций; правильного расчета с обоснованием величин запаса; условий эксплуатации здания;
- **долговечность**, которая связана с прочностью **условиями эксплуатации**: доступностью конструкций к регулярному осмотру и своевременному ремонту; систематической очисткой конструкций от продуктов коррозии и возобновлением окраски; удобством усиления при необходимости; обеспечением качества ограждающих конструкций;
- **устойчивость** каркаса в целом и отдельных его элементов, которая обеспечивается расчетной гибкостью, не превышающей предельную, т.е. $\lambda_{расч.} < \lambda_{и(пред)}$ (гибкость верхней и нижней частей колонн, решетки между ветвями; гибкость стержней ригеля рамы и связей между рамами);
- **жесткость**, которая обеспечивается расчетными перемещениями элементов каркаса в заданных сечениях от сочетаний нормативных нагрузок, не превышающими допускаемых, т.е. $\Delta_{расч} < \Delta_{и(пред)}$;

- **ремонтнопригодность**, которая предусматривает доступность к ремонту и возможность замены или усиления конструкций без трудоемких затрат;

- **экономичность**, как обобщающий фактор требований, которая, кроме указанных выше, обеспечивается легкостью конструкции, затратами на обоснованно экономичную сталь, изготовление и монтаж.

Таким образом, как отмечал Н.С. Стрелецкий [1], та конструкция **хороша**, которая и прочна, и удобна, и увязана с условиями эксплуатации, которая в целом **красивая**.

Однако, функции каркаса, указанные выше, и требования к ним находятся в определенном противоречии: **первую** функцию каркас может выполнять без изменения своего первоначального проектного решения многие годы при надлежащем уходе (это, так называемая, физическая долговечность каркаса); **вторая** функция зависит от скорости изменения технологического процесса в цехе: смена оборудования на более производительный, другие изменения технологий. В этом случае может потребоваться или усиление конструкций, или реконструкция цеха.

Для вероятного снятия указанных противоречий при проектировании каркаса здания предусматривают ряд перспективных мероприятий:

- увеличение пролетов, шагов колонн, длины здания, т.е. запроектировать каркас в многофункциональном применении;

- разделение каркаса на ограждающую часть и подкрановую часть (эстакаду внутри цеха).

При этом при проектировании каркаса под определенный технологический процесс следует учитывать следующие особенности:

- температурный режим (холодное здание, отапливаемое или горячий цех);

- агрессивность среды технологии производства при эксплуатации здания, определяемая скоростью коррозии стали в [мм/год]:

- до 0,01 мм/год – неагрессивная среда;
- до 0,05 мм/год – слабоагрессивная среда;
- до 0,10 мм/год – среднеагрессивная среда;
- более 0,10 мм/год – сильноагрессивная среда;
- режимы работы мостовых кранов: 1К÷8К;
- пожаро- и взрывоопасность технологии в цехе;
- другие особенности.

1.2. Структура стального каркаса ОПЗ, оборудованного мостовыми кранами

Классический стальной каркас ОПЗ включает в себя следующие основные элементы:

- поперечные рамы (колонны, ригель);
- шатер, включающий в себя: подстропильные фермы (ПФ), промежуточные (между рамами) стропильные фермы (СФ) (при необходимости); связи по шатру и колоннам; прогоны, профилированный настил кровли; фахверк (продольный и торцевой).

Процесс создания конструктивной схемы каркаса включает следующие основные принципы **компоновки**:

- установление и согласование между собой основных геометрических размеров каркаса: пролеты, длина здания, высота здания;
- выбор типов поперечных сечений элементов;
- эскизные проработки узлов соединений элементов каркаса.

В процессе компоновки конструктивной схемы каркаса следует выполнять **ряд требований**:

- обеспечение неизменяемости каркаса, как в процессе монтажа, так и при эксплуатации;
- обеспечение устойчивости формы сжатых стержней **путем** или уменьшения их расчетной длины, или улучшения формы поперечного сечения;

- обеспечение достаточной жесткости элементов рамы (вертикальных перемещений ригелей и горизонтальные перемещения колонн);
- рациональное распределение материала в каркасе с целью снижения его расхода;
- назначение мест температурных швов: продольных и поперечных;
- определение шага поперечных рам;
- выбор типа поперечных рам (с шарнирными или жесткими узлами; с постоянным или переменным сечениями колонн по высоте; с ригелями сквозного или сплошного поперечных сечений);
- компоновка шатра и кровли;
- обеспечение пространственной работы каркаса путем размещения связей по шатру и между колоннами;
- выбор стенового ограждения;
- соблюдение технологической последовательности компоновки каркаса по высотным и горизонтальным геометрическим параметрам.

1.3. Основные требования к генеральным размерам каркасов ОПЗ

Пролет ОПЗ – принимается с учетом модульности кратно 3 м; 6 м, а также на основе технологического задания.

Длина ОПЗ – принимается с учетом шага рам, температурных швов (по табл. 44 [4]) и на основе технологического задания.

Шаг колонн – принимается с учетом типизации конструкции: 6 м, 12 м – для наружных рядов; 6; 12; 18; 24 м – для внутренних рядов колонн (см. [16]).

Высота цеха – от уровня чистого пола до нижнего пояса стропильных конструкций у внутренних граней колонн; принимается кратной 0,6 м.

1.4. Типы поперечных рам ОПЗ и основные критерии их выбора

Поперечные рамы ОПЗ различают по следующим признакам:

- статической схеме (с жесткими или шарнирными верхними узлами);
- числу пролетов (одно или многопролетные);
- соотношению высот и пролетов многопролетных рам;
- по типу поперечных сечений колонн (сплошные, сквозные);
- изменению поперечных сечений колонн по высоте рам (постоянного или переменного ступенчатого поперечного сечения);
- применению кранового оборудования (подвесные краны или кран-балки и мостовые опорные краны).

Основные критерии выбора поперечных рам:

= расход стали (установлено опытом прошлого проектирования, что наименее металлоемкие рамы с жесткими верхними и нижними узлами);

= деформативность (чем выше статическая неопределимость поперечной рамы, тем она менее деформативна в горизонтальном или вертикальном направлениях; основные параметры деформативности поперечных рам:

f/L – относительный вертикальный прогиб ригеля;

Δ_L/H , Δ_T/H_1^* – относительные горизонтальные перемещения в оголовках колонн (H) или на уровне тормозных балок (тормозных ферм) (H_1^*) соответственно; их нормативные предельные значения приведены в [4] в Приложениях E_1 , E_2 ($E_{2.1} \div E_{2.5}$);

здесь обозначены:

f – абсолютное вертикальное перемещение ригеля;

Δ_L – то же, горизонтальное перемещение колонн в оголовках;

Δ_T – то же на уровне тормозной балки или тормозной фермы;

H – высота рамы от оголовка фундамента до нижнего пояса ригеля;

H_1^* – высота нижней части колонны от оголовка фундамента до уровня тормозных конструкций в рамах с мостовыми опорными кранами;

– из других критериев выбора типа поперечных рам следует выделить:

= влияние температуры эксплуатации;

= вероятность неравномерной осадки основания (фундамента);

= совокупный расход материалов на стальной каркас рамы и ее фундаменты (по стоимости «в деле» с учетом затрат на изготовление и монтаж).

На рис. 1.1÷1.6 приведены конструктивные схемы однопролетных рам:

– с подвесными кран-балками;

– с мостовыми кранами;

– рамы с постоянным сечением колонн с шарнирными или жесткими узлами соединения ригелей с колоннами;

– рамы со ступенчатыми колоннами с шарнирными или жесткими узлами соединения ригелей с колоннами.

1.5. Расчет размеров поперечной рамы

а) Порядок расчета вертикальной компоновки поперечной рамы цеха

Заключается в определении общих размеров поперечной рамы по высоте.

Для этого необходимы следующие исходные данные:

H_t – отметка головки подкранового рельса (задается технологом производства цеха);

L – пролет поперечной рамы;

габариты мостового крана, зависящие от пролета (L), грузоподъемности и режима работы цеха.

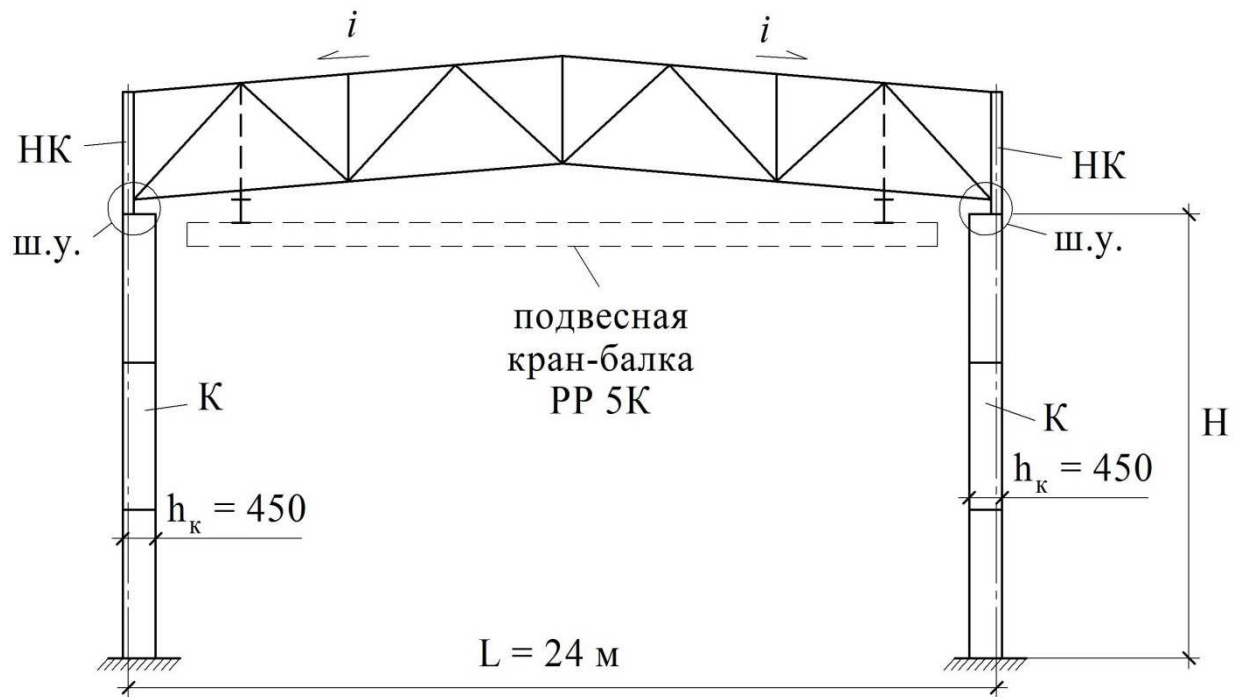


Рис. 1.1 – Однопролетная поперечная рама с верхними шарнирными узлами и подвесными кранами-балками с колоннами постоянного сечения
 i – уклон ригеля; НК – надколонник; к – колонна; ш.у. – шарнирный узел;
 РР – режим работы кран-балки

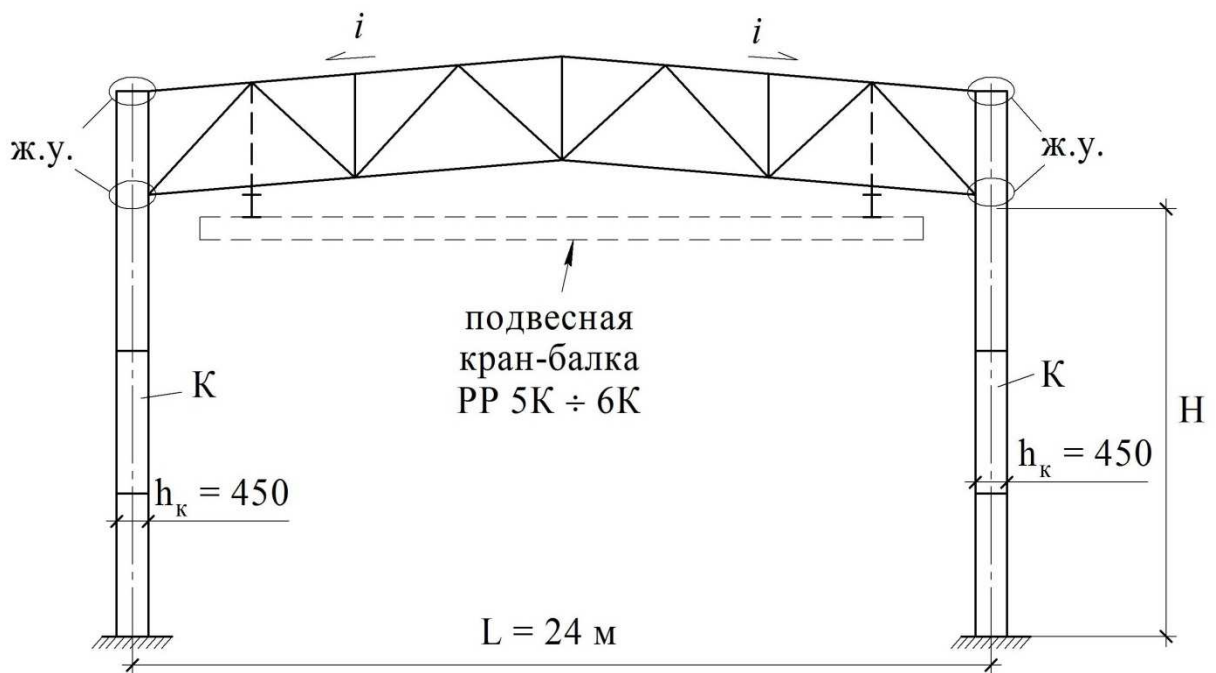


Рис. 1.2 – Однопролетная поперечная рама с верхними жесткими узлами и подвесными кранами-балками с колоннами постоянного сечения

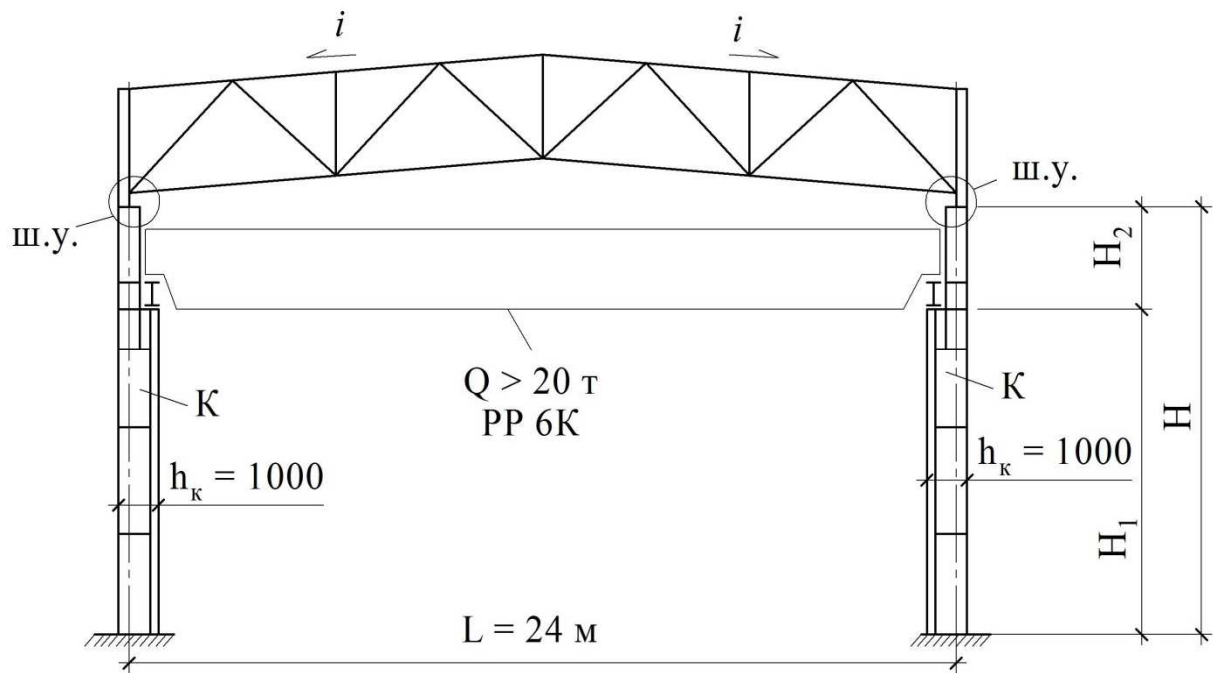


Рис. 1.3 – Однопролетная поперечная рама с верхними шарнирными узлами и мостовым краном грузоподъемностью $Q > 20$ т и ступенчатыми колоннами

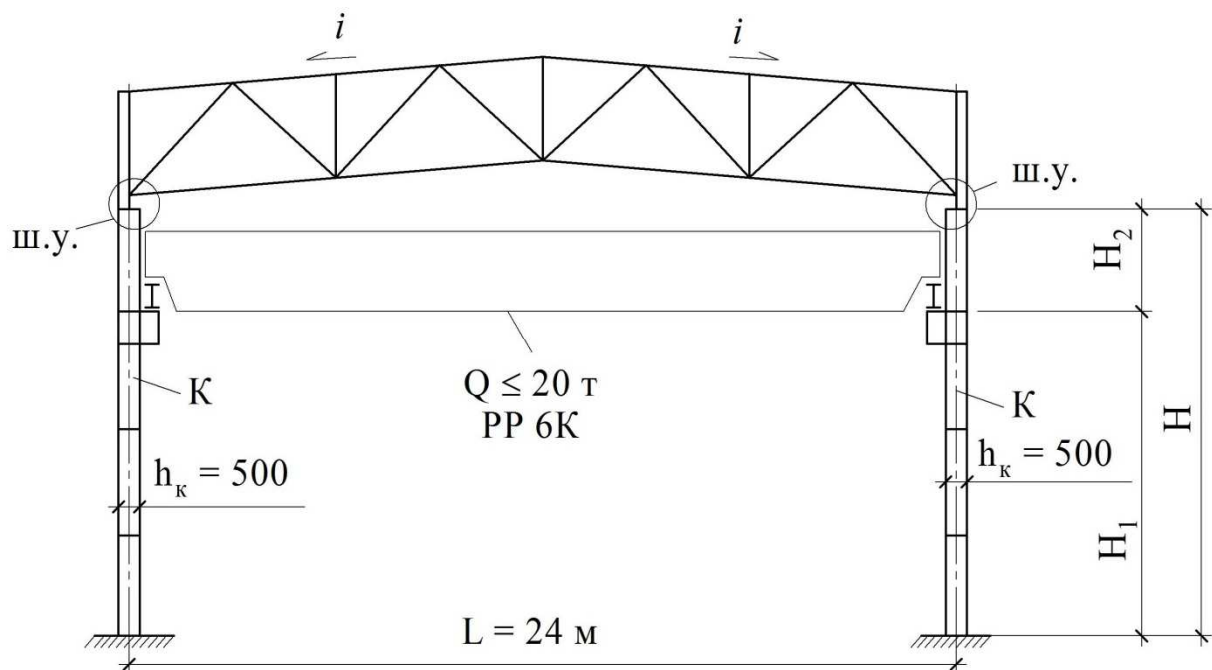


Рис. 1.4 – Однопролетная поперечная рама с верхними шарнирными узлами и мостовым краном грузоподъемностью $Q \leq 20$ т с колоннами постоянного сечения

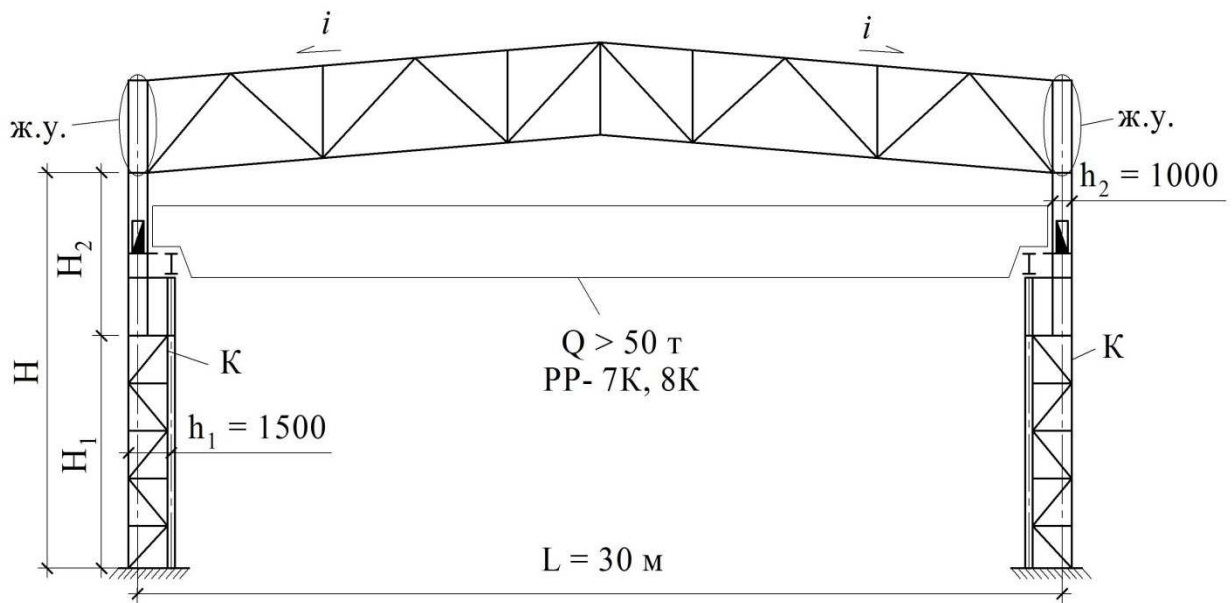


Рис. 1.5 – Однопролетная поперечная рама с верхними жесткими узлами и мостовыми кранами тяжелого (7К) и весьма тяжелого (8К) режимов работы со ступенчатыми колоннами, нижние участки сквозного сечения
 ж.у. – жесткий узел; К – колонна; РР – режим работы крана

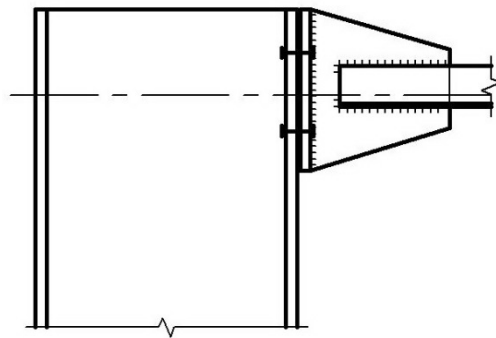


Рис. 1.6 – Вариант жесткой конструктивной схемы крепления верхнего узла ригеля к колонне

С учетом этих исходных данных может быть предложен следующий порядок вертикальной компоновки (см. рис. 1.9):

1) Расстояние (H_{com}) от головки подкранового рельса до низа несущих стропильных конструкций около внутренней стороны ряда колонн, определится по формуле:

$$H_{com} = H_c + 100 \text{ мм} + f, [\text{мм}]$$

где H_c – габаритная высота крана по ГОСТ на краны;

100 мм – конструктивный зазор;

f – допустимая величина прогиба ригеля рамы, принимается в зависимости от пролета:

$$f_1 = 200 \text{ мм при } L_1 \leq 24 \text{ м};$$

$$f_2 = 300 \text{ мм при } L_2 = 30 \text{ м};$$

$$f_3 = 400 \text{ мм при } L_3 = 36 \text{ м}.$$

Для промежуточных значений пролетов величину $< f_i >$ рекомендуется вычислить по линейной интерполяции между указанными выше $< L >$.

2) Полезная высота цеха (H_s) вдоль ряда колонн с внутренней стороны рядов колонн, определяется по формуле:

$$H_s = H_t + H_{com},$$

где H_s – расстояние от уровня пола до низа несущих строительных конструкций у внутреннего ряда колонн;

H_t – расстояние от уровня пола до головки подкранового рельса, задается технологией производственного процесса в цехе (в курсовом проекте величину $< H_t >$ задает руководитель проекта).

Величину (H_s) в соответствии с требованиями типизации объемно-планировочных решений цехов промзданий следует округлять до размеров, кратных 1,2 м при $H_s < 10,8$ м и 0,6 м при $H_s \geq 10,8$ м, увеличивая при этом размер $< H_t >$ (см. [7, стр. 315], [17, стр. 71]).

3) Длина верхней части колонны (H_2) определится по формуле:

$$H_2 = H_{com} + h_{c.в} + h_{c.r} + 20 \text{ мм},$$

где $h_{c.в}$ – высота подкрановой балки, определяемая расчетом. До расчета ориентировочно высоту подкрановой балки предварительно рекомендуется назначить по типовой серии в пределах

$$h_{c.в} = \left(\frac{1}{10} \div \frac{1}{8} \left(\frac{1}{7} \right) \right) L_{n.б},$$

$L_{n.б} = 6; 12$ м – пролет подкрановой балки;

$h_{c.в} = L_{n.б} / 10$ – рекомендуется для кранов с режимами работы 1К÷6К;

$h_{c.в} = \frac{1}{8} \left(\frac{1}{7} \right) L_{n.б}$ – соответственно для кранов с режимами работы 7К(8К);

$h_{c.r}$ – высота подкранового рельса, зависит от грузоподъемности крана (Q_0) в пределах 120÷170 мм по ГОСТ на мостовые краны;

20 мм – толщина возможных подкладок для выравнивания.

4) Длина нижней части колонны (H_1) определяется по формуле:

$$H_1 = H_s - H_2 + h_г,$$

где $h_г$ – заглубление базы ниже отметки пола;

$h_г = 600 \div 1000$ мм в зависимости от величины (H_s):

при $H_s \leq 20$ м $\sim h_г = (600 \div 900)$ мм;

при $H_s > 20$ м $\sim h_г \geq 1000$ мм.

5) Полная высота рамы (H) от оголовка фундамента до нижнего пояса ригеля с внутренней стороны ряда колонн определяется формулой:

$$H = H_1 + H_2.$$

6) Полная высота шатра (H_3) определится с учетом высоты элементов продольного фонаря по формуле:

$$H_3 = h_{p.o} + h_{м.ф} + h_{кр} + i \cdot 0,5L,$$

где $h_{p.o}$ – высота ригеля на опоре в габаритах;

$h_{м.ф}$ – высота металлоконструкций фонаря;

$h_{кр}$ – толщина кровли вместе с прогонами и профлистом (или железобетонными плитами в беспрогонном решении);

i – уклон кровли в относительных единицах, как $tg\alpha$, α – угол наклона верхнего пояса к горизонту.

б) Порядок горизонтальной компоновки поперечной рамы

Заключается в установлении габаритных размеров поперечной рамы по горизонтали и привязке ее элементов к разбивочной оси:

1) Высота поперечного сечения колонн в зависимости от грузоподъемности крана (Q_0) и высоты цеха (H_s) определяется из следующих соображений:

при $Q_0 \leq 20$ т и $H_s \leq 10,8$ м принимают колонны постоянного по высоте сечения

$$h_1 = h_2 = h = (1/15 \div 1/20)H,$$

где $1/15$ – принимается при режимах работы (р.р) кранов 7К и 8К;

$1/20$ – принимается при режимах работы (р.р) кранов 1К÷6К;

при $Q_0 > 20$ т и $H_s > 10,8$ м – сечения колонн принимают ступенчатые:

$h_1 \geq 1/20 H$ при кранах при р.р. 1К÷6К;

$h_1 \geq 1/15 H$ тоже при р.р. 7К, 8К; (h_1 – высота поперечного сечения нижней части колонны);

$h_2 \geq 1/12 H_2$ – высота поперечного сечения верхней части колонны.

В типовых сериях при $H_s < 20$ м принято для h_2 :

$h_2 = 500$ мм – в крайних рядах колонн постоянного сечения;

$h_2 = 600$ мм – в средних рядах колонн постоянного сечения;

$h_2 = 500$ мм – в ступенчатых колоннах крайнего ряда при жестких верхних узлах;

$h_2 \geq 450(200 + 250)$ в шарнирных рамах: при кранах с р.р. 1К÷6К;

$h_2 = 750$ мм – при кранах с р.р. 1К÷6К; $H_s \geq 20$ м;

$h_2 = 1000$ мм – тоже с р.р. 7К, 8К 1К÷6К и устройстве прохода в теле (h_2) колонны (рис. 1.7).

2) Привязка граней колонн к разбивочной оси:

$e_o^{kp} = 250$ мм – для крайних рядов в рамах высотой $H \leq 30$ м при отсутствии прохода в теле колонны;

$e_o^{kp} = 500$ мм – в высоких рамах ($H > 30$ м), а также при грузоподъемности мостовых кранов $Q_0 > 80$ т и при устройстве проходов в теле колонны независимо от величины $< H >$ (рис. 1.7).

3) Привязку сечений колонн среднего ряда к разбивочным осям принимают, как правило, по оси симметрии сечения нижней части колонны (h_1), т.е. $e_{o,cp} = h_{1,cp} / 2$.

4) Привязка разбивочной оси крайних рядов колонн к оси подкрановых балок назначается из следующих соображений:

$\lambda_1 = B_1 + (60 \div 75)_{мм} + (h_2 - e_o^{kp})$ [мм] – для кранов с р.р. 1К÷6К при $h_2 = 500$ мм и $e_o^{kp} = 250$ мм;

$\lambda_1 = B_1 + (60 \div 75)_{мм} + (h_2 - e_o^{kp})$ [мм] – для кранов с р.р. 7К, 8К при $h_2 = 1000$ мм и $e_o^{kp} = 500$ мм (с проходом в теле колонны) (рис. 1.7);

$\lambda_1 = B_1 + (60 \div 75)_{мм} + (h_2 - e_o) + 450$ мм – для кранов с р.р. 7К, 8К при проходе между колонной и габаритом крана, где 450 мм - зазор для прохода вместе с перилами, $e_o = 250$ мм, $h_2 = 500$ мм (рис. 1.8).

Здесь везде B_1 – габарит моста крана от его торца до оси концевой балки, т.е. до оси подкрановой балки при размещении моста крана на

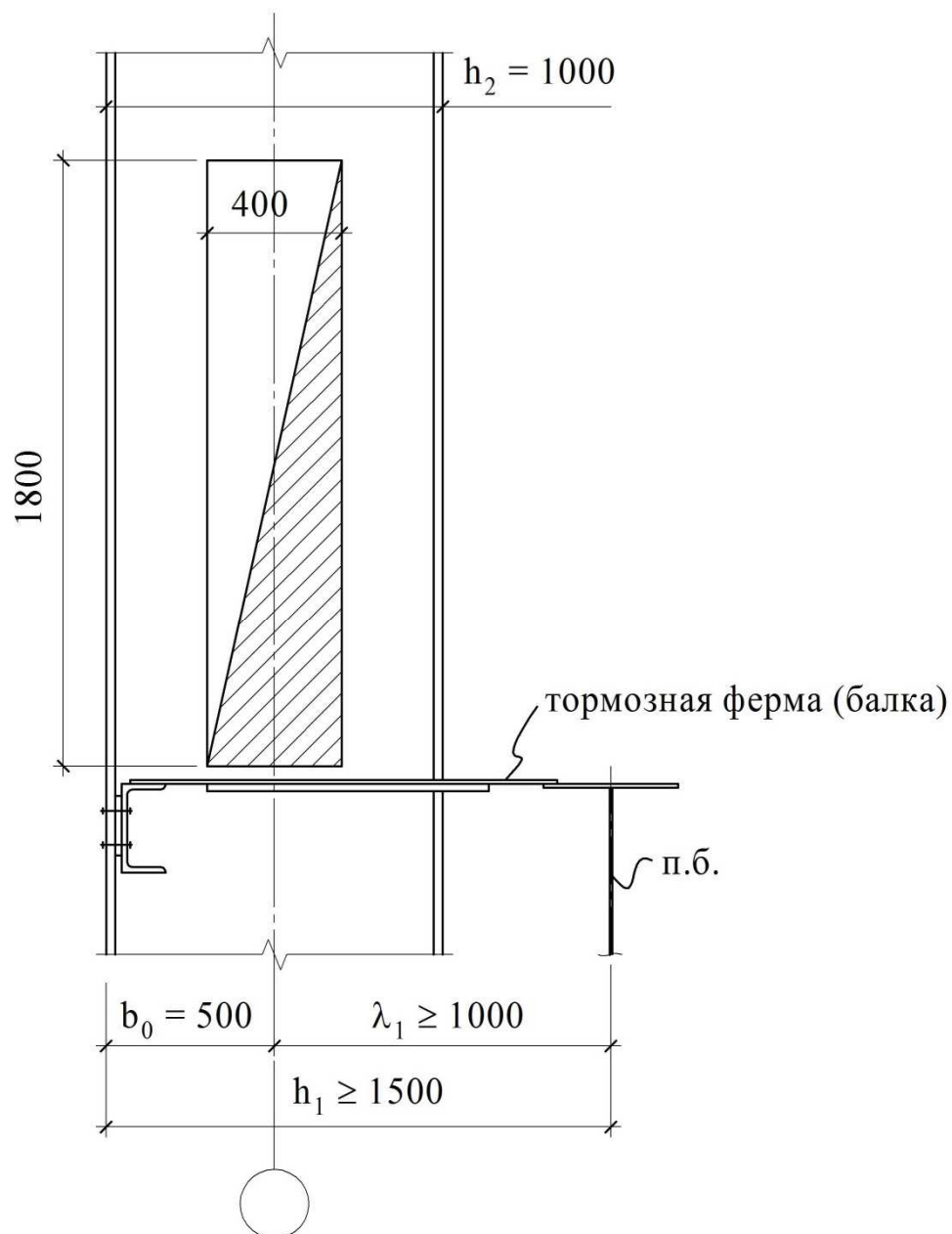


Рис. 1.7 – Схема расположения прохода в теле верхней части колонны

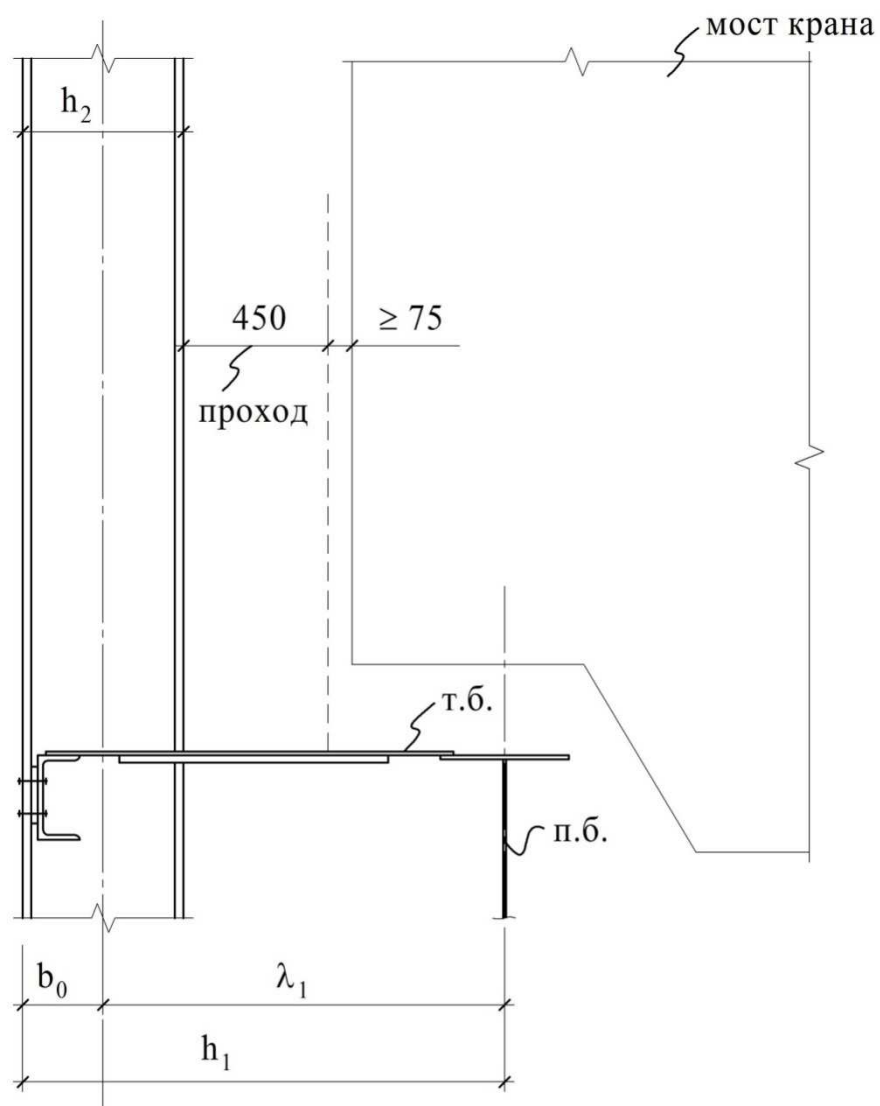


Рис. 1.8 – Схема расположения прохода с внутренней стороны верхней части колонны

уступе колонны; Δ_3 – зазор конструктивный между габаритом моста крана и внутренней гранью колонны (рис. 1.9):

$$\Delta_3 = 60 \text{ мм} – \text{при } Q_0 \leq 50 \text{ т};$$

$$\Delta_3 = 75 \text{ мм} – \text{при } Q_0 > 50 \text{ т}.$$

Расчетные величины $\langle \lambda_1 \rangle$ следует округлять до размеров, **кратных** 250 мм в большую сторону, т.е. $\lambda_1 = 750$ мм – при отсутствии проходов; $\lambda_1 = 1000$ мм – при устройстве проходов в теле колонны; $\lambda_1 = 1250$ мм – при устройстве проходов между колонной и габаритом мостового крана.

С учетом **кратных** величин $\langle \lambda_1 \rangle$ высоты поперечных сечений нижних частей колонн принимают:

$$h_1^{kp} = e_o + \lambda_1 – \text{для колонн крайних рядов};$$

$$h_1^{cp} = 2\lambda_1 – \text{для колонн средних рядов}.$$

При этом технико-экономический анализ расхода стали на колонны показал, что при

$$h_1 \leq 1000 \text{ мм} – \text{экономичнее для колонн сплошное сечение};$$

$$h_1 > 1000 \text{ мм} – \text{экономичнее для колонн сквозное сечение}.$$

Высота сечения ветвей $\langle e_n \rangle$ нижней части колонны из условий жесткости из плоскости рамы рекомендуется согласно [18] в пределах

$$e_n = \left(\frac{1}{25} \div \frac{1}{30} \right) H_1.$$

В типовых сериях с учетом градации прокатного сортамента двутавров предлагают: для крайних колонн поперечное сечение верхних частей колонн (H_2) из прокатного профиля с $h_2 = 400 \div 450$ мм; для средних рядов колонн – $h_2 = 500 \div 600$ мм из широкополочного или колонного проката ($\langle \text{Ш} \rangle$, $\langle \text{К} \rangle$).

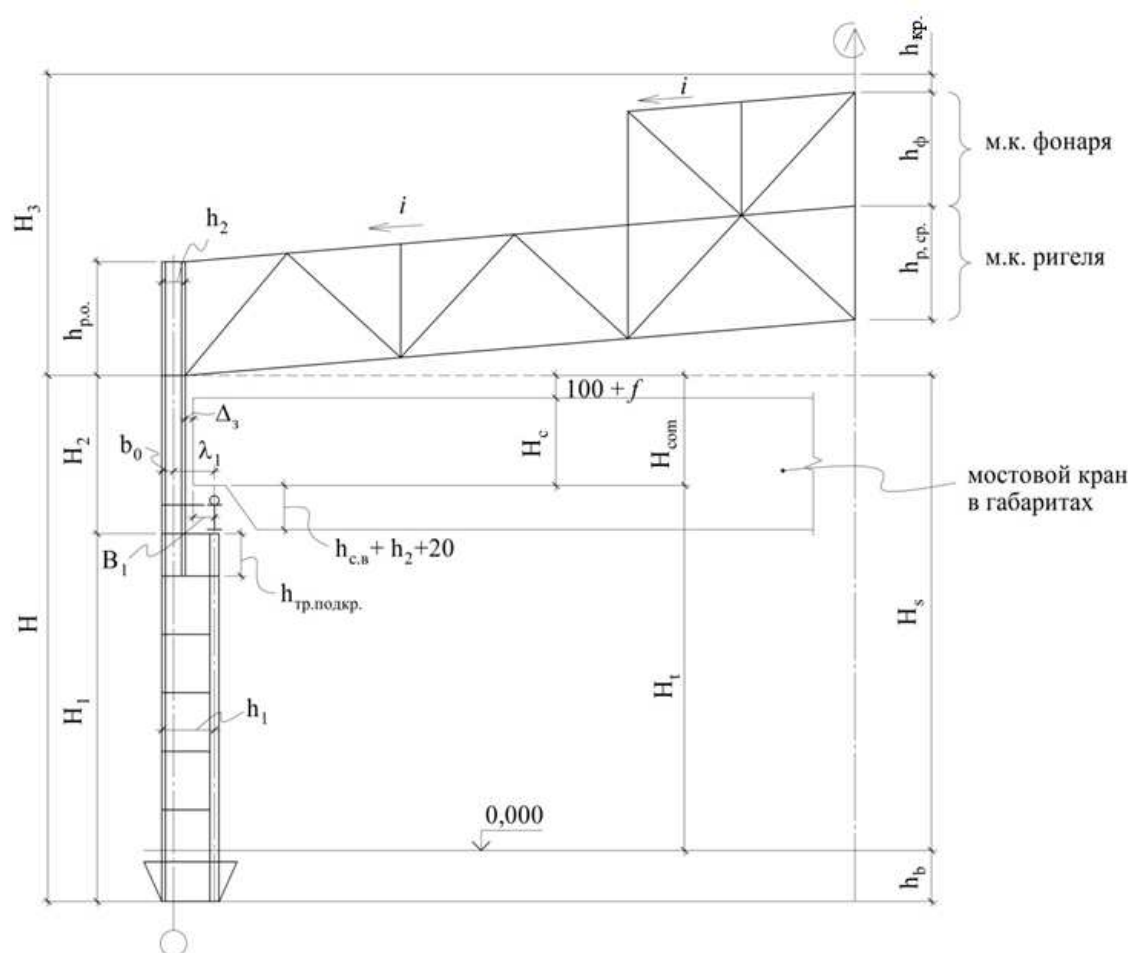


Рис. 1.9 – Схема вертикальной и горизонтальной компоновки поперечной рамы

в) Компоновка размеров сквозного ригеля и продольного фонаря

1) Высота ригеля поперечной рамы на опоре ($h_{p.o}$) по типовым сериям рекомендуется в следующих пределах (в наружных габаритах):

для пролетов $L = 18\text{ м}; 24\text{ м} \sim h_{p.o} = 2250\text{ мм};$

для пролетов $L = 30\text{ м}; 36\text{ м} \sim h_{p.o} = 3150\text{ мм}.$

2) Уклон верхнего пояса сквозного ригеля с параллельными поясами под рулонную кровлю принимают, как правило, величиной $i = 1,5\%$.

3) Высоты металлоконструкций продольного фонаря ($h_{м.ф}$) по типовым сериям рекомендуют в следующих пределах:

а) в светоаэрационных фонарях с одним ярусом переплетов:

$h_{м.ф} = 2803\text{ мм}$ – при $L = (18 \div 36)\text{ м}$ для кровель с прогонами под профнастил;

$h_{м.ф} = 2518\text{ мм}$ – при $L = 18\text{ м}$ при кровлях по железобетонным плитам;

$h_{м.ф} = 2815\text{ мм}$ – при $L = (24 \div 36)\text{ м}$ при кровлях по железобетонным плитам;

б) в светоаэрационных фонарях с двумя ярусами переплетов:

$h_{м.ф} = 3403\text{ мм}$ – при кровлях с профнастилом по прогонам;

$h_{м.ф} = 3118\text{ мм}$ – при кровлях по железобетонным плитам;

в) в аэрационных фонарях:

$h_{м.ф} = 2607\text{ мм}$ – при $L = 18\text{ м}; 24\text{ м};$

$h_{м.ф} = 3672\text{ мм}$ – при $L = 30\text{ м}; 36\text{ м}$ с аэрационным проемом высотой $h_{проема} = 2500\text{ мм};$

$h_{м.ф} = 4187\text{ мм}$ – тоже при $h_{проема} = 3000\text{ мм};$

$h_{м.ф} = 4687\text{ мм}$ – тоже при $h_{проема} = 3500\text{ мм}.$

Примечания.

1. Для естественного освещения одноэтажных отапливаемых промзданий с легкими металлоконструкциями при соответствующем обосновании применяются **зенитные фонари**.

2. При компоновке поперечной рамы цеха с применением зенитных фонарей их полную высоту ($h_{з.ф}$) над кровлей ригелей рекомендуется принять равной $h_{з.ф} = 800$ мм.

3. Конструктивные решения металлоконструкций зенитных фонарей, для промзданий, а также фонарей с верхним светом с несущим каркасом для промзданий приведены в [17, стр. 33÷39], [16, стр. 225-227].

1.6. Основы компоновки связей в каркасах ОПЗ, оборудованных опорными мостовыми кранами

а) Назначение:

- для обеспечения геометрической неизменяемости пространственной системы каркаса и устойчивости его сжатых элементов путем ограничения их расчетных длин из плоскости основных нагрузок;
- для восприятия и передачи на фундаменты горизонтальных нагрузок (ветровых, крановых);
- для создания горизонтальной жесткости каркаса, обеспечивающей нормальные условия эксплуатации здания;
- для обеспечения условий безопасного монтажа конструкций в период строительства.

б) Варианты связей между колоннами в середине температурного блока длиной до 180 м:

- в один ярус (по рис. 1.10) в подкрановой части при шаге колонн 6 м и при расстоянии от пола до низа подкрановой балки в пределах (5÷10) м;
- в два яруса в подкрановой части при шаге колонн 6 м и при расстоянии от пола до низа подкрановой балки > 10 м (рис. 1.11);

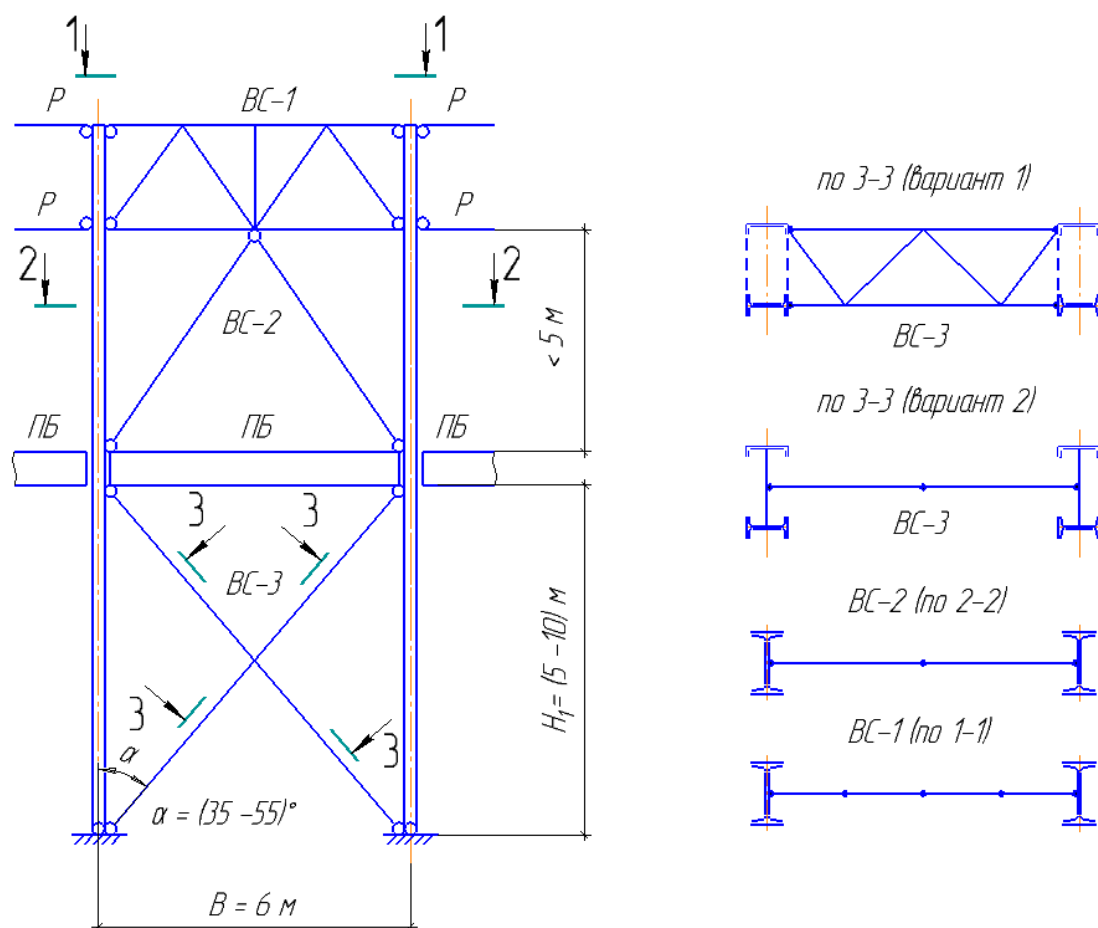


Рис. 1.10 – Вариант вертикальных связей между колоннами в середине температурного блока при шаге рам 6 м, $H \leq 10 \text{ м}$

- с порталными связями при шаге рам 12 м (рис. 1.12).

Для выполнения вертикальными связями своих функций устанавливают в системе температурного блока не менее одного полного диска вертикальных связей между двумя колоннами в середине блока, а также систему горизонтальных распорок (растяжек) между колоннами в остальных шагах по длине блока на уровнях поясов ригелей и (при необходимости) в серединах нижней части колонн.

Гибкость элементов вертикальных связей в соответствии с табл. 32 и табл. 33 [4] не должна превышать:

$\lambda_u = 210 - 60\alpha$ – в сжатых поясах связей ниже подкрановых балок;

$\lambda_u = 200$ – в растянутых поясах связей также ниже подкрановых балок;

$\lambda_u = 200$ – в остальных сжатых элементах решетки, вертикальных связей, горизонтальных распорок между колоннами;

$\lambda_u = 300$ – в остальных растянутых элементах решетки вертикальных связей, горизонтальных растяжек между колоннами.

Ниже на рис. 1.13 показано, почему для исключения или снижения температурных усилий и напряжений вертикальные связи следует располагать в середине температурного блока. На рис. 1.14 показана схема неправильного размещения вертикальных связей, создающего дополнительные температурные усилия.

в) Общая схема размещения вертикальных связей и распорок (растяжек) в пределах температурного блока приведена на рис. 1.15, где в торцах температурного блока показаны верхние связи ВС-2 (от подкрановых балок до нижних поясов ригелей) и ВС-1 (в осях поясов ригелей), а в середине температурного блока по всей высоте каркаса установлен полный диск вертикальных связей (ВС-3, ВС-2, ВС-1). Между другими колоннами блока геометрическая неизменяемость в продольном направлении обеспечивается распорками и растяжками в трех уровнях. Если длина нижней

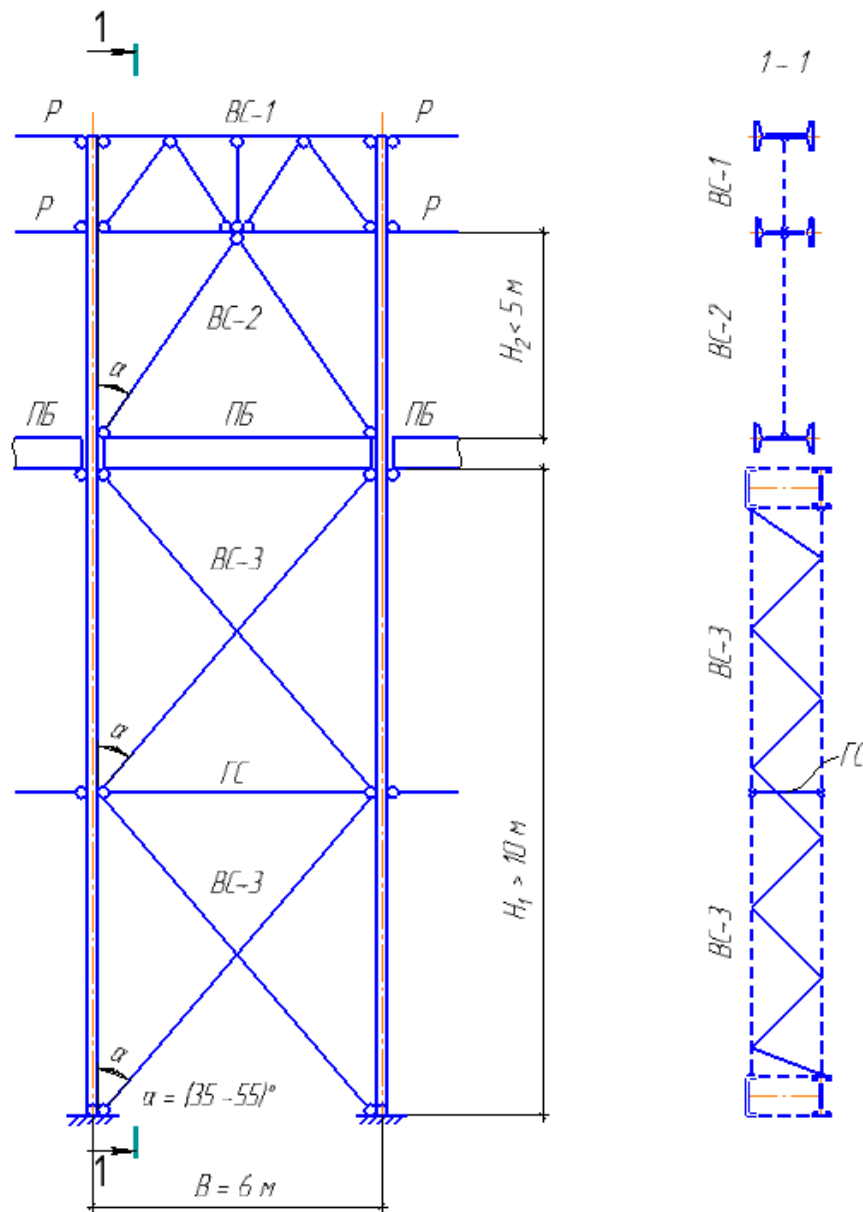


Рис. 1.11 – Вариант вертикальных связей между колоннами в середине температурного блока при шаге рам 6 м, $H > 10 \text{ м}$

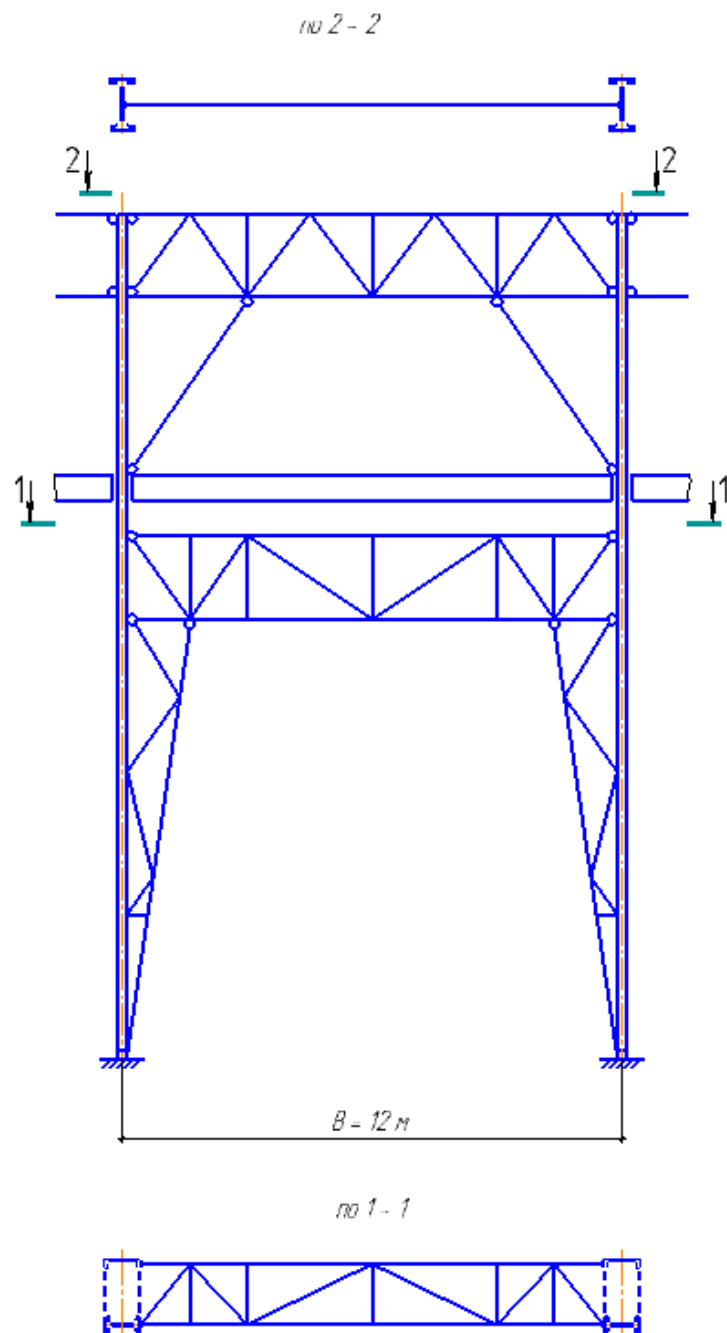


Рис. 1.12 – Вариант вертикальных связей между колоннами в середине температурного блока при шаге рам 12 м

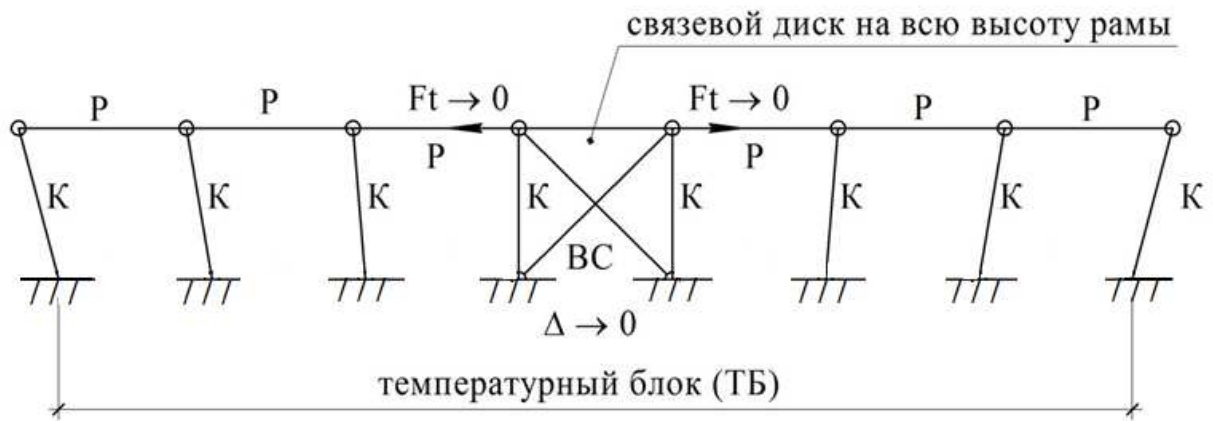


Рис. 1.13 – Схема правильного расположения вертикальных связей, обеспечивающая максимальное снижение температурных усилий вдоль каркаса

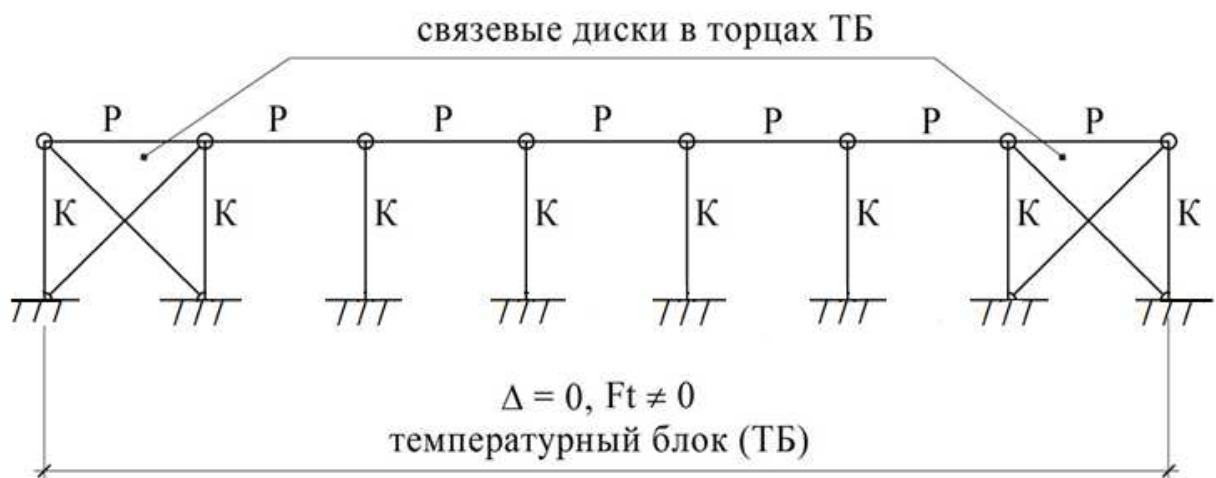


Рис. 1.14 – Схема неправильного расположения вертикальных связей, создающего дополнительные температурные усилия вдоль каркаса

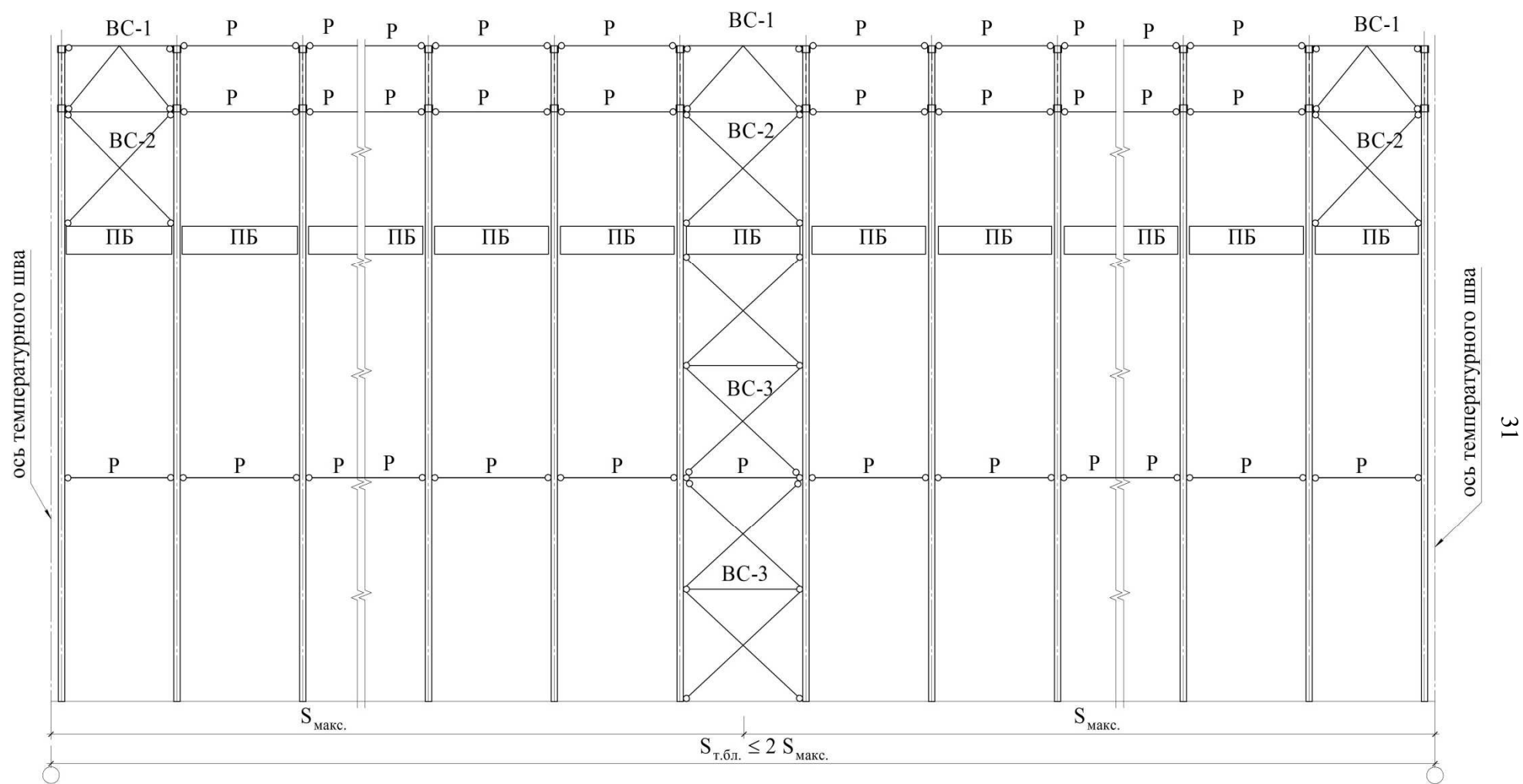


Рис. 1.15 – Схема размещения вертикальных связей и распорок (растяжек) в пределах температурного блока

части колонн менее 10 м, то нижний ряд распорок (по требованиям устойчивости колонн из плоскостей рам) может и не потребоваться. Подкрановые балки (ПБ) в продольном направлении блока также играют роль связей.

На рис. 1.15 обозначены:

$S_{т.б}$ – длина температурного блока в осях двух температурных осей (швов), или от оси торца здания до оси температурного шва;

$S_{макс}$ – наибольшее расстояние от оси температурного шва до оси полного диска вертикальных связей в середине блока.

Согласно табл. 44 [4] величина $S_{макс}$ имеет следующие пределы:

$$1) S_{макс} \leq 90 \text{ м при } t^{\circ}_{расч} \geq -45^{\circ}\text{C};$$

$$\leq 60 \text{ м при } t^{\circ}_{расч} < -45^{\circ}\text{C} \text{ – в отапливаемых зданиях};$$

$$2) S_{макс} \leq 75 \text{ м при } t^{\circ}_{расч} \geq -45^{\circ}\text{C};$$

$$\leq 50 \text{ м при } t^{\circ}_{расч} < -45^{\circ}\text{C} \text{ – в неотапливаемых зданиях}$$

и горячих цехах.

г) Связи по шатру (между ригелями рам):

- **горизонтальные поперечные связи в плоскостях верхних и нижних поясов** – устанавливаются во всех пролетах между ригелями у торцов температурных швов во всех каркасных зданиях (рис. 1.16); при длине температурного блока более 144 м и грузоподъемности мостовых кранов $Q_0 \geq 50 \text{ т}$ следует устанавливать дополнительно промежуточные поперечные горизонтальные связи через 60÷72 м внутри температурного блока;

- **горизонтальные продольные связи по крайним панелям нижних поясов** ригелей рам (промежуточных ферм в зданиях с подстропильными фермами) следует устанавливать в зданиях с мостовыми кранами грузоподъемностью $Q_0 \geq 10 \text{ т}$ по следующим правилам:

✓ в однопролетных зданиях – вдоль обоих рядов колонн;

✓ в многопролетных зданиях – вдоль крайних рядов колонн и через один ряд вдоль средних рядов колонн при режимах работы мостовых кранов р.р. 1К÷6К и грузоподъемности $Q_0 \leq 50$ т;

✓ в многопролетных зданиях при режимах работы мостовых кранов р.р. 7К÷8К и грузоподъемности $Q_0 > 50$ т – следует принимать более частую установку продольных связей.

Примечания.

1) Поперечные горизонтальные связевые фермы по верхним и нижним поясам ригелей (промежуточных стропильных ферм) рекомендуется совмещать в плане.

2) Если гибкость в горизонтальной плоскости панелей **нижних поясов ферм**, расположенных между поперечными связевыми фермами, недостаточна, то дополнительно между ними устанавливаются **растяжки** (одна или две между продольными связями), закрепляемые за узлы связевых ферм.

3) Верхние пояса ригелей рам (промежуточных стропильных ферм), не примыкающие непосредственно к поперечным горизонтальным связям, следует на период монтажа раскреплять инвентарными распорками в плоскости расположения поперечных связей в серединах пролетов.

4) В местах расположения поперечных горизонтальных связевых ферм следует устанавливать вертикальные связи (ВС-1, см. рис. 1.16) по рядам колонн между опорными узлами ригелей) и в середине пролетов.

5) В покрытиях зданий, эксплуатируемых в районах с расчетной температурой $t^\circ < -45^\circ\text{C}$, следует устанавливать вертикальные связи ВС-1 в серединах пролетов вдоль всего здания.

д) Связи по фонарям

Примерная схема фонарных конструкций показана на рис. 1.17. Здесь между фермами фонаря установлены три вертикальные связи (ВСФ): в торцах фонаря и по середине, а между ними по верхним поясам ферм

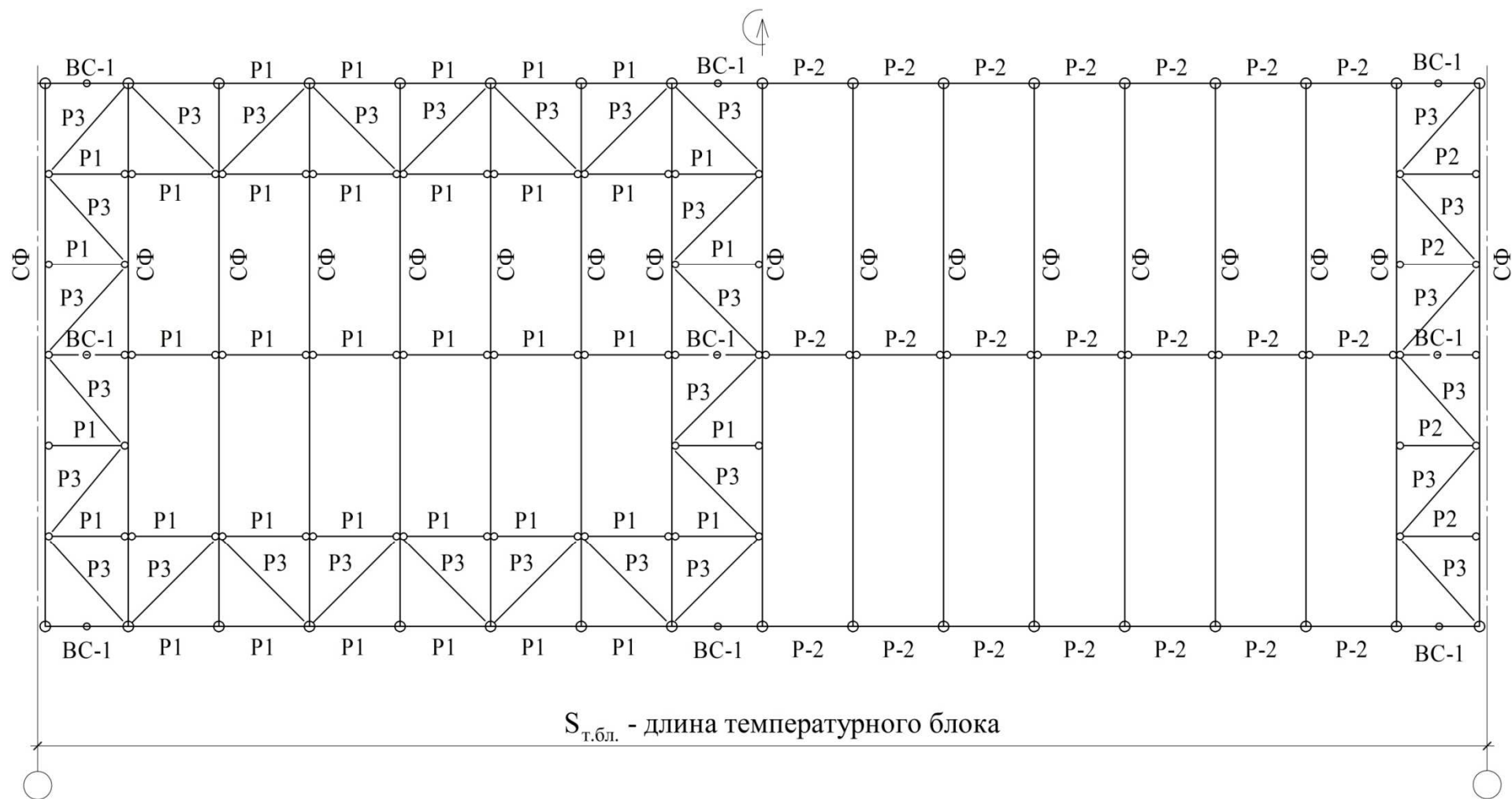


Рис. 1.16 – Схема связей по шатру (между ригелями поперечных рам, шаг рам равен шагу ферм, 6 м)

P1 - растяжки, $\lambda = 300$; P2 - распорки, $\lambda = 200$;

P3 - раскосы, $\lambda = 200$ - для сжатых, $\lambda = 300$ - для растянутых

фонаря расположены распорки (РФ). В продольном направлении с двух сторон крайние стойки ферм фонаря раскреплены прогонами остекления (на рис. 1.17 он не показаны). Каркас фонаря короче температурного блока с каждого торца на один шаг ригелей рам.

1.7. Выбор грузовых площадей для нагрузок с покрытия на плоскую поперечную раму ОПЗ

На рис. 1.18а,б,в приведены варианты передачи нагрузок с покрытия на плоскую поперечную раму:

а) шаг рам и шаг стропильных ферм совпадает;

б) в однопролетной раме использованы подстропильные фермы (ПФ) и грузовая площадь равномерно распределенной нагрузки на плоскую поперечную раму составляет половину от шага рам. Другая часть нагрузки через подстропильные фермы слева и справа от расчетной рамы передается непосредственно на колонны рамы;

в) в двухпролетной поперечной раме при шаге колонн по крайним рядам – 6 м, по средним – 12 м, шаг стропильных ферм – 6 м: в этом варианте через 2 подстропильные фермы на колонну среднего ряда передаются реакции с 4-х грузовых площадей $v_k/2 \cdot L/2$.

Равномерно распределенная нагрузка на ригель рамы передается с грузовой площади $B_p/2 \cdot L$ каждого пролета.

В этом варианте жесткость колонн среднего ряда двухпролетной плоской рамы принимается по ее фактическому моменту инерции, т.е. EJ_{cp} , а жесткость колонн крайних рядов как условной поперечной рамы с жесткостью $2EJ_{кр} = EJ_{кр} + 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot EJ_{кр}$, т.е. равной одной фактической жесткости крайней колонны + по две половины жесткостей слева и справа от рассматриваемой условной поперечной рамы.

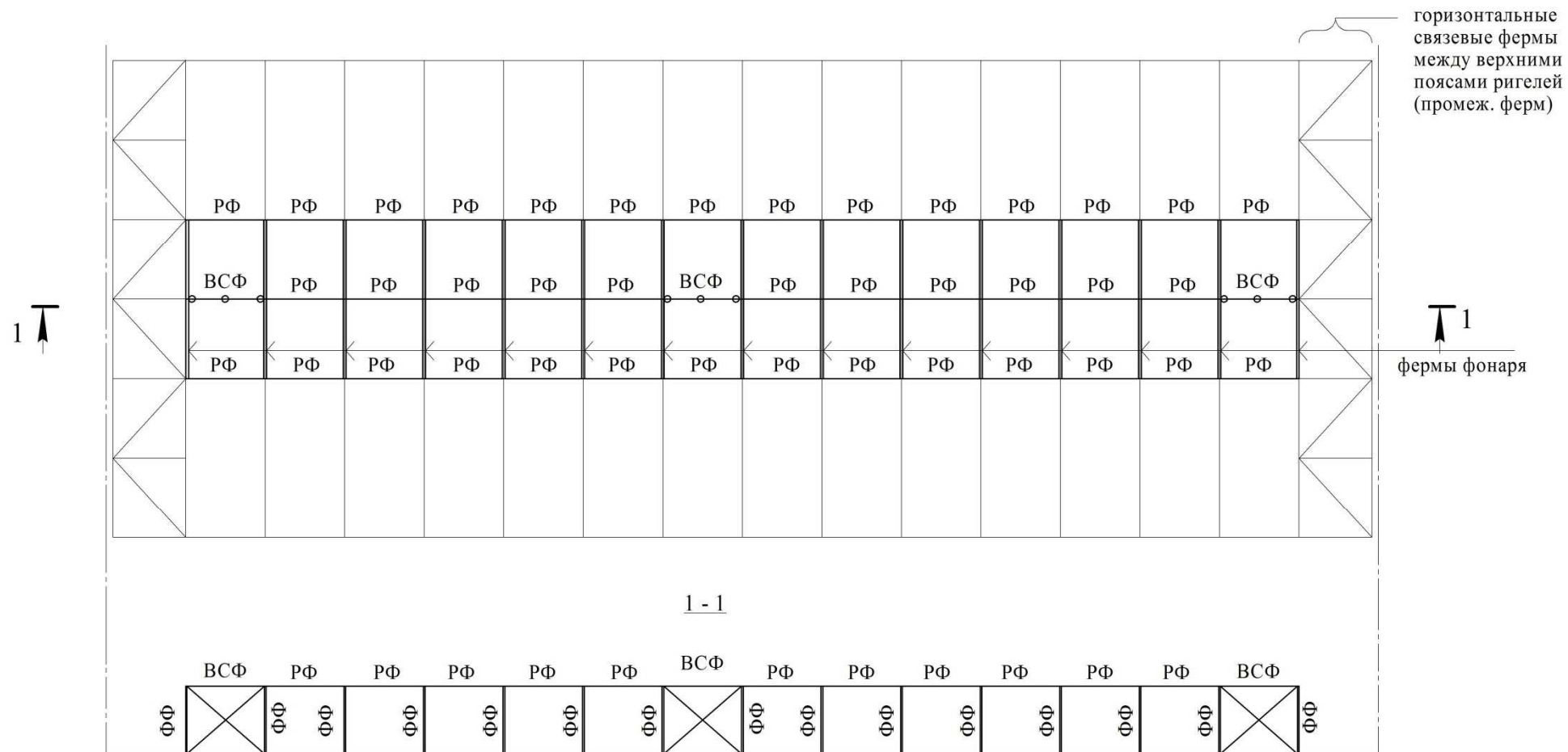


Рис. 1.17 – Схема расположения элементов фонаря
 ФФ - фермы фонаря; РФ - распорки между фф; ВСФ - вертикальные связи фонаря

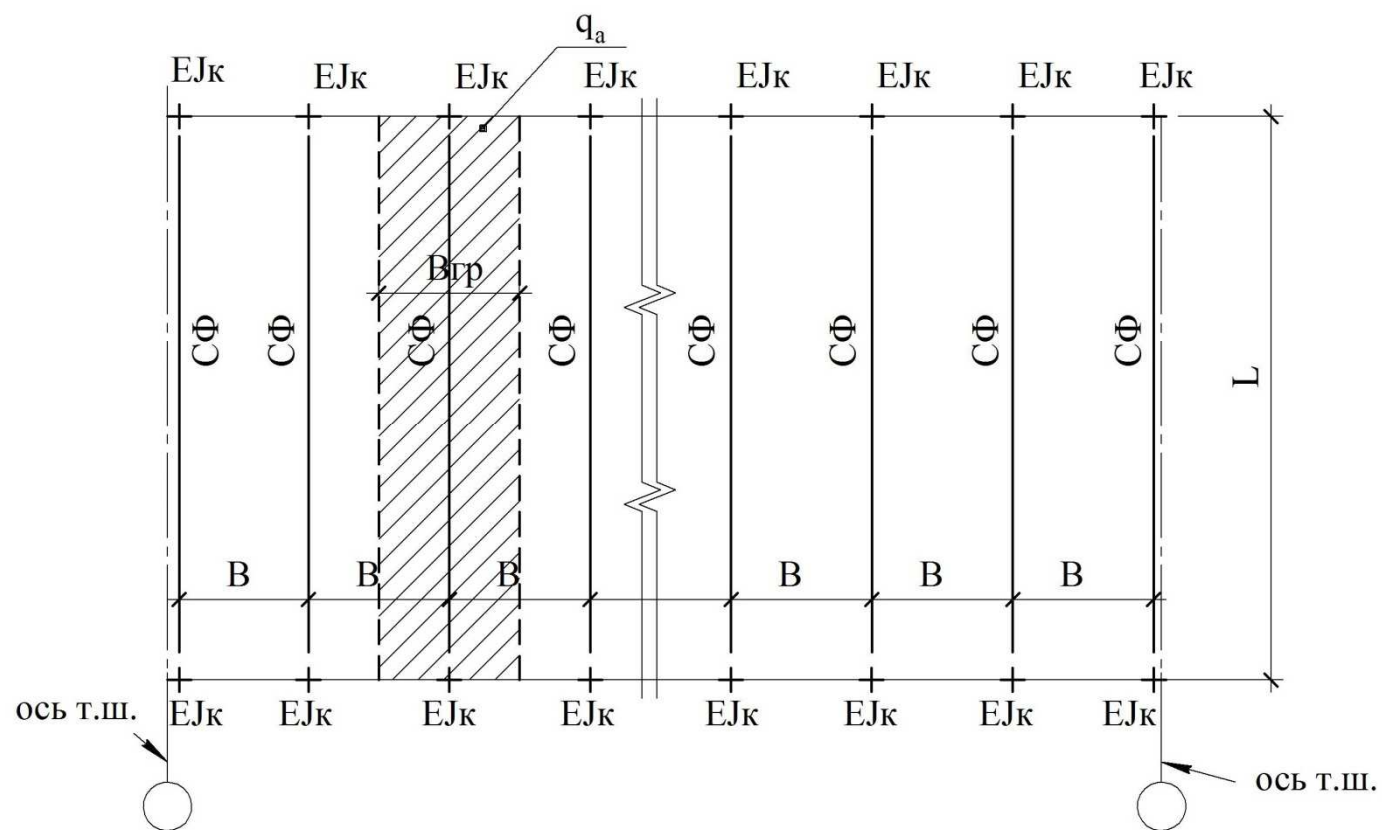


Рис. 1.18, а – Выбор грузовых площадей на ригель рамы
а) Здание однопролетное. Шаг рам равен шагу

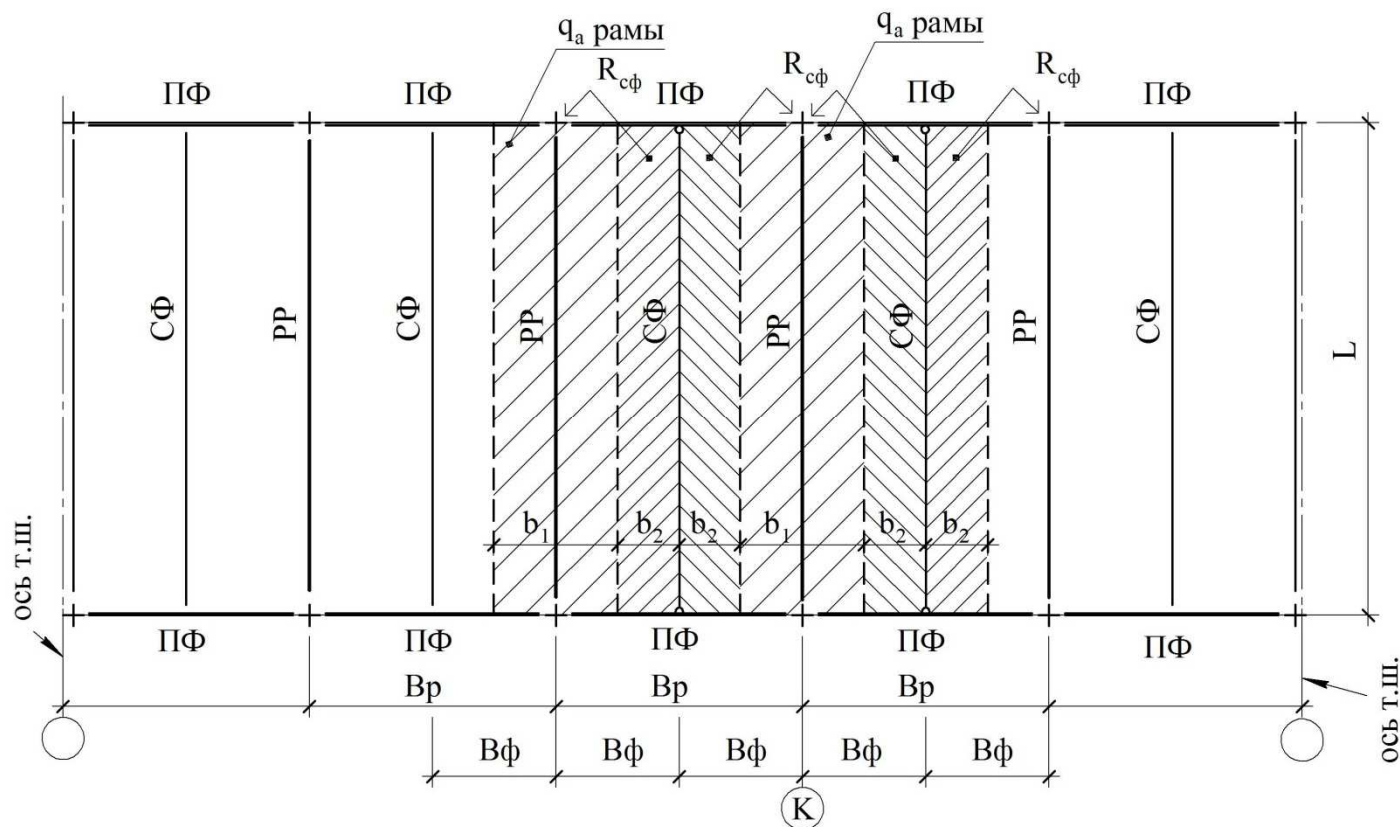


Рис. 1.18, б – Выбор грузовых площадей на ригель рамы и реакции на колонны рамы

б) Здание однопролетное с подстропильными фермами.

Выбор грузовых площадей: на ригель рамы, $q_{pp} = q_a \times V_{гр}$;

$V_{гр} = b_1$ - через ригель рамы "К" + реакция двух СФ $\sim 2 R_{сф} = q_a \times b_2 \times L$ -

- через две ПФ на колонны рамы, $b_2 = b_1 / 2$

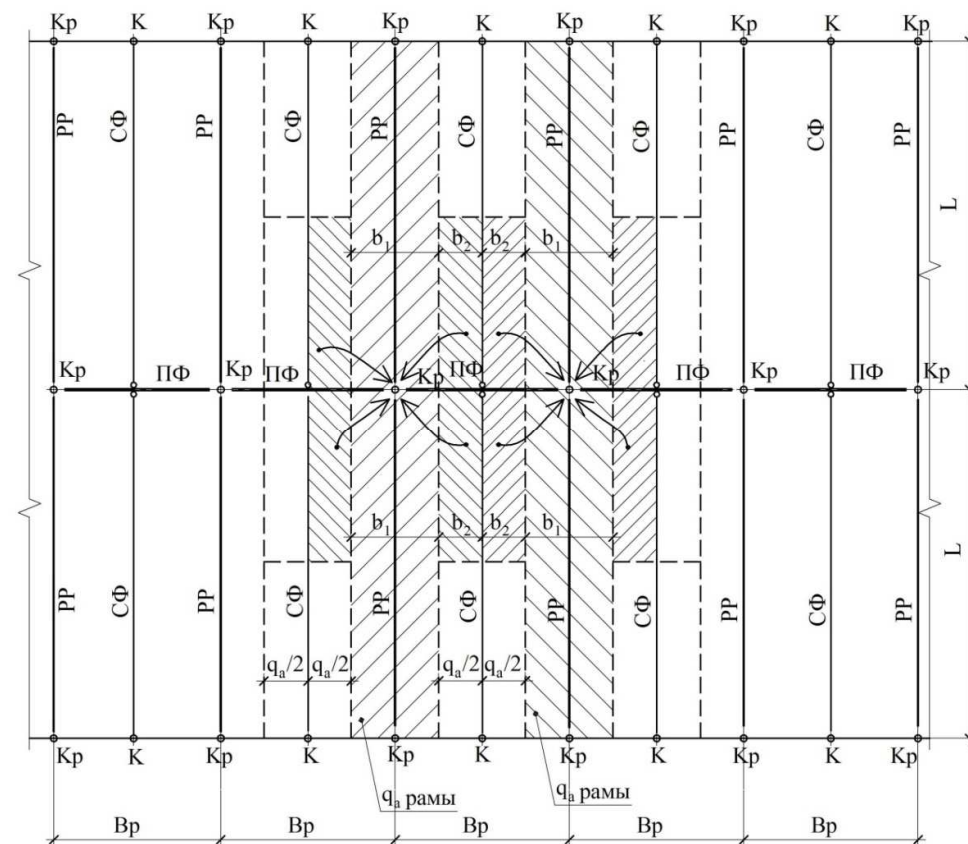


Рис. 1.18, в – Выбор грузовых площадей на ригель рамы и реакции на колонны рамы

в) Здание двухпролетное с подстропильными фермами по среднему ряду.

- на ригель рамы $q_{p.p.} = q_a \times V_p/2$;

- реакции на средние колонны через 2ПФ (с $2 \times L$): $R_{к.р.} = 4 R_{с.ф} = q_a \times L/2 / 2 \times 2 \times 2 = q_a \times L$.

– стрелками показаны реакции подстропильных ферм (ПФ) на среднюю колонну (кр) рамы от долей нагрузок на стропильные фермы (СФ)

2. ОСНОВЫ СТАТИЧЕСКОГО РАСЧЕТА СТАЛЬНЫХ ПОПЕРЕЧНЫХ РАМ ОПЗ, ОБОРУДОВАННЫХ ОПОРНЫМИ МОСТОВЫМИ КРАНАМИ

2.1. Нормативные и расчетные распределенные нагрузки на поперечные рамы от собственного веса кровли, конструкций покрытия со связями:

а) Распределенные от собственного веса кровли, кН/м²

Максимальный (полный) вес кровли принято вначале подсчитывать на 1 м² ее поверхности, а затем приводить к равномерно распределенной нагрузке на 1 пог.м нижележащих конструкций поперечной рамы.

Примерные сведения о весах элементов кровли в зависимости от требований архитектурно-строительных решений проекта приведены ниже в табл. 2.1.

Таблица 2.1

№ п/п	Виды элементов кровли и их материалов	$g_{a,n}$ кН/м ²	γ_f	g_a кН/м ²
1	2	3	4	5
1	Водоизоляционный ковер для мягкой кровли:			
	– в один слой	0,05	1,3	0,065
	– в два слоя	0,10	1,3	0,130
	– в три слоя	0,15	1,3	0,195
	– в четыре слоя	0,20	1,3	0,260
2	Стяжка (сухая) из асбестоцементных плоских листов в два слоя	0,32÷ 0,36	1,1	0,35÷ 0,40
3	Утеплитель (варианты):			
	– плиты минераловатные жесткие, $\gamma = 350 \text{ кг/м}^3$, $t = (60 \div 150) \text{ мм}$	0,175÷ 0,525	1,2	0,210÷ 0,630
	– плиты минераловатные полужесткие, $\gamma = 200 \text{ кг/м}^3$, $t = (50 \div 150) \text{ мм}$	0,10÷ 0,30	1,2	0,12÷ 0,36
	– маты минераловатные, $\gamma = 100 \text{ кг/м}^3$, $t = (50 \div 150) \text{ мм}$	0,05÷ 0,150	1,3	0,07÷ 0,20
4	Пароизоляция из одного слоя рулонного водоизоляционного материала, насухо	0,05	1,05	0,053
5	Несущий стальной профилированный настил $t \leq 1 \text{ мм}$ по стальным прогонам	$\leq 0,155$	1,05	$\leq 0,163$

1	2	3	4	5
6	Стальные комплексные панели: – 3×6 м для I-IV снеговых районов	0,10÷ 0,15	1,05	0,105÷ 0,160
	– 3×12 м для I-IV снеговых районов	0,13÷ 0,20	1,05	0,14÷ 0,21
7	Стальные прогоны из прокатных двутавров или гнутых швеллеров пролетом 6 м	0,05÷ 0,08	1,05	0,053÷ 0,084
8	Стальные прогоны из перфорированного составного профиля пролетом 12 м	0,12÷ 0,18	1,05	0,125÷ 0,20
9	Стальные решетчатые прогоны с вейерной решеткой пролетом 12 м	0,10÷ 0,15	1,05	0,105÷ 0,160

Примечание к табл. 2.1

$g_{a,n}$ – нормативная равномерно распределенная нагрузка, кН/м²;

g_a – расчетная равномерно распределенная нагрузка, кН/м²;

$\gamma_{f,i}$ – коэффициент надежности по i – ой нагрузке, по СП 20.13330, раздел 7, табл. 7.1.

б) Распределенные нагрузки [кН/м²] от собственного веса конструкций покрытия (ригели рам, связи, фонари)

На основе существующих проектов такие нагрузки предварительно рекомендуется принять по табл. 2.2.

Таблица 2.2

№ п/п	Наименование показателей	Значения показателей		
1	Суммарная нормативная нагрузка от кровли ($g_{a,n}$) и снега (S_o), кН/м ²	< 2,0	≥ 2 ÷ 4	≥ 2 ÷ 6
2	Нормативный вес металлоконструкций ригеля со связями ($g_{a,n}^{покp}$), кН/м ²	0,35	0,45	0,50
3	Нормативный вес металлоконструкций продольного фонаря ($g_{a,n}^{фон}$), кН/м ²	0,15	0,18	0,20

Примечание к табл. 2.2.

В вес конструкций фонаря включены веса бортовых панелей (верхней и нижней) и остекление фонаря с переплетами.

в) Нормативные и расчетные распределенные нагрузки на ригель рамы

$$g_n = \sum g_{a,n,i} \cdot B_{риг}(B_{с.ф}), \text{ [кН/м]},$$

где $B_{риг}(B_{с.ф})$ – ширина грузовой площади поверхности кровли, передающей нагрузку на ригель;

$$\sum g_{a,n,i} = \sum g_{a,n}^{кровли} + g_{a,n}^{пок} + g_{a,n}^{фон}, \text{ [кН/м}^2\text{]}.$$

г) Сосредоточенные нормативные нагрузки на колонны поперечной рамы от реакций опор ригеля:

– нормативные на крайнюю колонну рамы:

$$G_{g,n} = g_n \cdot L/2, \text{ [кН]}; \quad L – \text{расчетный пролет ригеля};$$

– расчетные на крайнюю колонну рамы:

$$G_g = \sum g_{n,i} \cdot \gamma_{f,i} \cdot B_{риг} \cdot L/2, \text{ [кН]}.$$

Примечание к п.2.3. Определение сосредоточенных нагрузок на средние колонны поперечной рамы от реакций опор ригелей аналогичен выше приведенному, но осуществляется с двух ригелей.

д) Сосредоточенные нормативные нагрузки на колонны рамы от веса подстропильных ферм (при их наличии):

$G_{n,ф} = \alpha \cdot B_p^2 \cdot \gamma_{f,n,ф}$, [кН] – в узле опирания подстропильной фермы на колонну передается через стенку центрально.

Здесь $\alpha_1 = 0,044 \div 0,104$, кН/м² при $B_p = 12$ м;

$$\alpha_2 = 0,042 \div 0,112, \text{ кН/м}^2 \text{ при } B_p = 18 \text{ м};$$

$$\gamma_{f,n,ф} = 1,05.$$

е) Сосредоточенные нормативные нагрузки на крайние колонны от веса подвесных стен:

$$G_{ст,n} = g_{a,n,ст} \cdot A_{ст}, \text{ [кН]} – \text{нормативный вес};$$

$$G_{ст} = G_{ст,n} \cdot \gamma_f, \text{ [кН]} – \text{расчетный вес};$$

где $g_{a,n,cm} = (1,5 \div 2,5) \text{ кН/м}^2$ – нормативный вес 1 м² стеновых панелей (более точно рекомендуется принимать по готовым таблицам из типовых решений);

$\gamma_f = 1,05 \div 1,1$ – коэффициент надежности для нагрузки от подвесных стен;

A_{cm} – площадь участка стены с остеклением, опирающегося на один опорный столик, [м²].

ж) Нормативный вес подкрановых балок ($G_{n.б}$) на колонну

На основании опыта типового проектирования нормативный вес подкрановых балок предварительно допускается принять по табл. 2.3.

Таблица 2.3

Пролеты (L), м и веса подкрановых балок ($G_{n.б}$)	Грузоподъемность Q_0 мостовых кранов, [т]				
	≤ 20	30; 32	50	75; 80	100; 125
$L = 6 \text{ м}, G_{n.б} = \text{в [кН]}$	8	11	15	20; 25	30; 35
$L = 12 \text{ м}, G_{n.б} = \text{в [кН]}$	25	33	43	50; 60	60; 70

Примечание к табл. 2.3. В статическом расчете поперечной рамы вес подкрановых балок добавляют к вертикальному давлению мостовых кранов.

Примечания к п.2.3; 2.5; 2.6:

Внецентренное приложение сосредоточенных нагрузок на колонны поперечной рамы от реакций ригеля учитывают в двух сечениях:

– верхних точках $\langle C \rangle$ и $\langle C_1 \rangle$ расчетной схемы на уровне нижнего пояса ригеля; здесь нагрузочный рамный момент составит:

$$M_C = M_{C_1} = G_g \cdot h_2 / 2, [\text{кН} \cdot \text{м}];$$

– в месте изменения поперечного сечения крайней ступенчатой колонны (т. $\langle B \rangle$ и $\langle B_1 \rangle$); здесь нагрузочный рамный момент составит величину:

$$M_B = M_{B_1} = (G_g - \sum G_{cm,i} + G_{n.б}) \cdot e_1, \text{ [кН}\cdot\text{м]};$$

где $e_1 \approx (h_1 - h_2)/2$ – в первом приближении как расстояние между центрами тяжести сечений нижней части (h_1) и верхней части (h_2) колонны.

з) Собственный вес колонны

– Нормативный для колонн крайних рядов:

$G_{n,\kappa,2} = g_{2,n,\kappa} \cdot H_2$, [кН] – для верхней части ступенчатой колонны;

$G_{n,\kappa,1} = g_{1,n,\kappa} \cdot H_1$, [кН] – для нижней части ступенчатой колонны;

где $g_{2,n,\kappa} = (1 \div 1,25)$ кН/м – для верхней части колонн;

$g_{1,n,\kappa} = (2 \div 5)$ кН/м – для нижней части колонн.

Здесь меньшие веса соответствуют легким колоннам, бóльшие – тяжелым колоннам.

– Нормативные веса для колонн средних рядов.

Согласно рекомендациям [18стр. 350] приближенно собственный вес колонн можно принять по формуле:

$$g_{n,\kappa(1,2)} = \sum N_i \cdot \gamma \cdot \psi / (\kappa \cdot R_y),$$

где $\sum N_i$ – наибольшее продольное сжимающее усилие в сечении свободно стоящей колонны (реакции) от вертикальных нагрузок, определяемые отдельно для верхнего и нижнего участков колонны;

γ – объемный вес стали;

$\psi = \psi_{cp} = 1,6$ – средний конструктивный коэффициент;

κ – коэффициент влияния нагрузочных моментов; $\kappa_2 = 0,25 \div 0,30$;

$\kappa_1 = 0,4 \div 0,50$ – соответственно для верхней и нижней частей колонн.

2.2. Временные нагрузки на поперечную раму от веса снегового покрова

Полное нормативное значение снеговой нагрузки на горизонтальную проекцию кровли согласно [6] определяется по формуле:

$$S_0 = C_e \cdot C_t \cdot \mu \cdot S_g, [\text{кН/м}^2]$$

где: C_e – коэффициент, учитывающий снос снега с кровли под действием ветра; принимается по формуле с учетом п. 10.5÷п.10.9 [6];

C_t – термический коэффициент, учитывает понижение снеговой нагрузки на кровле с высоким коэффициентом теплопередачи ($> 1 \text{ Вт/}(\text{см}^2 \cdot \text{град.С})$) утеплителя, согласно п. 10.10 [6];

μ – коэффициент перехода от снегового покрова на земле к снеговому покрову на кровле в зависимости от ее конфигурации, по п.10.4[6];

S_g – нормативный вес снегового покрова на 1 м^2 горизонтальной поверхности земли по табл. 10.1[6].

Полное расчетное значение снеговой нагрузки на кровлю определяется с учетом $\gamma_f = 1,4$ – коэффициента надежности по снеговой нагрузке по формуле:

$$S_{\text{расч}} = S_0 \cdot \gamma_f, [\text{кН/м}^2].$$

Полная расчетная снеговая нагрузка на 1 пог. м ригеля получается с учетом ширины грузовой площади ($B_{\text{расч}}$ – шаг ригеля или $B_{\text{сф}}$ – шаг стропильных ферм):

$$q_s = S_{\text{расч}} \cdot B_{\text{риг}} (B_{\text{сф}}), [\text{кН/м}].$$

Полная нормативная снеговая нагрузка на 1 пог. м ригеля будет меньше расчетной в γ_f раз, т.е.

$$q_{s,n} = q_s / \gamma_f.$$

Сосредоточенные нагрузки от веса снегового покрова на колонны как реакции опор будут равны:

$$N_{s,кр} = 0,5q_s \cdot L_p, \text{ [кН]} - \text{расчетная на колонну крайнего ряда};$$

$$N_{s,ср} = q_s \cdot L_p, \text{ [кН]} - \text{расчетная на колонну среднего ряда};$$

$$N_{s,n,кр} = 0,5q_{s,n} \cdot L_p, \text{ [кН]} - \text{нормативная на колонну крайнего ряда};$$

$$N_{s,n,ср} = q_{s,n} \cdot L_p, \text{ [кН]} - \text{нормативная на колонну среднего ряда}.$$

Так же как и от постоянных нагрузок внецентренное приложение реакций опор ригеля на колонны от снегового покрова учитывают в сечении $\langle C \rangle$ и в сечении $\langle B \rangle$:

– в верхних точках ($\langle C \rangle$ и $\langle C_1 \rangle$) расчетной схемы на уровне нижнего пояса ригеля нагрузочный момент от снегового покрова составит:

$$M_C = M_{C_1} = N_{s,кр} \cdot h_2^{кр} / 2, \text{ [кН}\cdot\text{м]} - \text{в крайних колоннах};$$

$$M_C^{лев} = M_C^{прав} = N_{s,ср}^{(лев,прав)} \cdot h_2^{ср} / 2, \text{ [кН}\cdot\text{м]} - \text{в средних колоннах при одно-} \\ \text{сторонней неравномерной снеговой нагрузке (в левом или правом} \\ \text{пролетах); или } M_C = 0 \text{ при полной снеговой нагрузке на обоих пролетах};$$

– в месте перелома геометрических осей ступенчатой колонны (т. $\langle B \rangle$, $\langle B_1 \rangle$) нагрузочный момент от снегового покрова составит:

$$M_B = M_{B_1} = N_{s,кр} \cdot e_1, \text{ [кН}\cdot\text{м]} - \text{в крайних колоннах}; (e_1 = (h_1 - h_2)/2); \text{ в}$$

средних колоннах многопролетной рамы в связи с совпадением осей верхней и нижней частей колонны нагрузочный момент от снегового покрова не изменится и составит как и в сечении $\langle C \rangle$:

$$M_B^{лев} = M_B^{прав} = M_C^{лев} = M_C^{прав} = N_{s,ср} \cdot h_2^{ср} / 2 - \text{тоже только при неравно-}$$

мерной снеговой нагрузке (в левом или правом пролетах), или $M_B = 0$ при полной снеговой нагрузке на обоих пролетах.

2.3. Временные нагрузки на поперечную раму ОПЗ от мостовых кранов

Данные нагрузки состоят из вертикальных от давления катков моста крана и из горизонтальных поперечного торможения (горизонтальные от продольного торможения моста крана учитываются в расчете кранового упоров подкрановых балок).

Вертикальные крановые нагрузки следует учитывать в каждом пролете на одном ярусе подкрановых путей от двух наиболее неблагоприятных по воздействию кранов. В многопролетных зданиях при совмещении в одном створе мостовых кранов разных пролетов учитывают одновременно воздействие 4-х кранов.

При наличии подвесных кранов учитывают в расчетах два подвесных крана в крайних рядах и четыре в многопролетных зданиях при их совмещении на средней колонне.

Горизонтальное поперечное торможение тележки моста кранов учитывают от двух наиболее неблагоприятных кранов.

Расчетное положение двух сближенных кранов на колонну поперечной рамы приведено на рис. 2.1. В этом положении крановые тележки с грузом Q_0 максимально приближают к расчетному ряду колонн.

Расчетное максимальное вертикальное давление на колонну определяют по формуле:

$$D_{\max} = F_{n,\max} \cdot \gamma_{f,кр} \cdot \psi_l \cdot \sum y_i + G_{n.б} \cdot \gamma_{f,ст}, [\text{кН}].$$

Расчетное **минимальное** вертикальное давление на противоположную колонну определяют по формуле:

$$D_{\min} = F_{n,\min} \cdot \gamma_{f,кр} \cdot \psi_l \cdot \sum y_i + G_{n.б} \cdot \gamma_{f,ст}, [\text{кН}].$$

Здесь: $\gamma_{f,кр} = 1,2$ согласно [6, п.9.8] (ранее в других нормативных документах $\gamma_f = 1,1$);

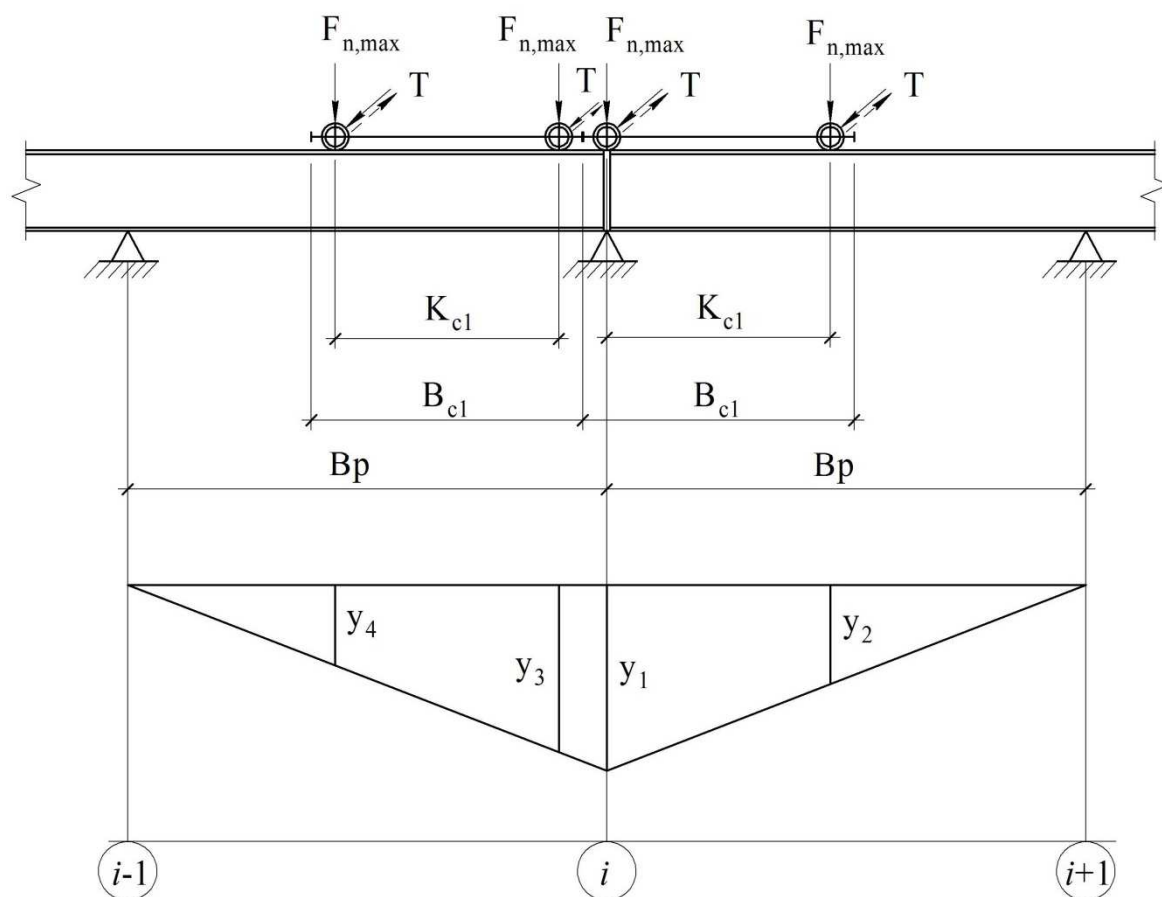


Рис. 2.1 - Расчетное положение 2-х сближенных мостовых кранов на расчетной колонне рамы $\langle i \rangle$

$F_{n, \max}$ – максимальное нормативное давление катка крана, принимается по ГОСТ на мостовые краны, [кН];

ψ_l – по [6, стр. 14] = 0,85 – для р.р. кранов 1К÷6К; = 0,95 – для р.р. кранов 7К, 8К (при учете двух мостовых кранов, сближенных к расчетной колонне); = 0,7 – для р.р. кранов 1К÷6К; = 0,8 – для р.р. кранов 7К, 8К (при учете четырех сближенных мостовых кранов к расчетной колонне – по два с каждого соседнего пролета);

$\sum y_i = y_1 + y_2 + y_3 + y_4$ – ординаты линий влияния из рис. 2.1;

$G_{n, \delta}$ – нормативный вес подкрановой балки по табл. 2.3;

$\gamma_{f, cm} = 1,05$ – коэффициент надежности для собственного веса стальной конструкции.

$$F_{n, \min} = (Q_{\max} + G_{кр}) / n_0 - F_{n, \max}, \text{ [кН]}.$$

где $Q_{\max} = Q_0 \cdot g'$, [кН]; (Q_0 – грузоподъемность в тоннах основного крана; g' – ускорение свободного падения, [м/сек²]);

$G_{кр} = m_{кр} \cdot g'$ [кН]; ($m_{кр}$ – масса моста крана с тележкой в тоннах);

n_0 – число крановых колес на одном ряду подкрановых путей.

От крановых нагрузок на колонны воздействуют нагрузочные моменты в сечениях $\langle B \rangle$ и $\langle B_1 \rangle$, определяемые по формулам:

$$M_{\max} = D_{\max} \cdot e_2;$$

$$M_{\min} = D_{\min} \cdot e_2,$$

где $e_2 = \lambda_1$ – в колоннах постоянного сечения;

$e_2 \cong 0,5h_1$ – предварительно задаваемый эксцентриситет в ступенчатых колоннах.

При переходе от конструктивной схемы поперечной рамы к расчетной усилия от крановых нагрузок рекомендуется прикладывать в соответствии с рис. 2.2, а, б.

Расчетное горизонтальное усилие поперечного торможения определяют по формуле:

$$T = T_{\omega,n} \cdot \psi_l \cdot \gamma_{f,kr} \cdot \sum y_i, [\text{кН}],$$

где $T_{\omega,n} = T_{o,n} / n_o$ – нормативное горизонтальное усилие на одно колесо (каток) мостового крана;

$T_{o,n} = f \cdot (Q_{\text{макс}} + G_{kr.m})$ – нормативное усилие на одну сторону моста крана;

$$G_{kr.m} = m_{kr.m} \cdot g' [\text{кН}] \text{ – вес крановой тележки,}$$

где $m_{kr.m}$ – масса крановой тележки по ГОСТ на краны, [т];

$f_1 = 0,05$ – коэффициент трения качения для кранов с гибким подвесом;

$$f_2 = 0,10 \text{ – тоже для кранов с жестким подвесом.}$$

2.4. Временные нагрузки на каркас ОПЗ и поперечную раму от ветрового давления

а) на каркас ОПЗ:

Ветровую нагрузку (ω) на каркас одноэтажного промздания (ОПЗ) определяют как сумму двух составляющих:

$$\omega_o = \omega_{a,m} + \omega_{a,p}, [\text{кН/м}^2]$$

где $\langle a \rangle$ – означает приложение ветровой нагрузки на 1 м² грузовой площади.

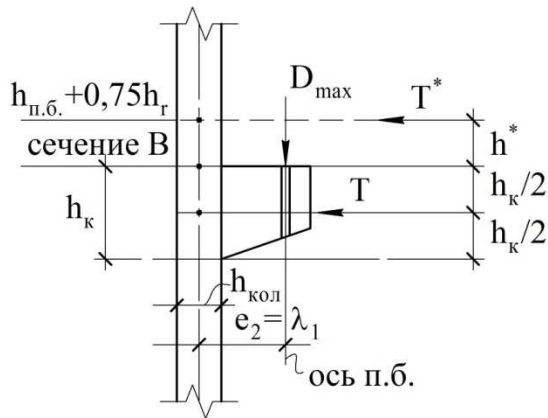
Здесь: $\omega_{a,m}$ – среднее ($\langle m \rangle$) нормативное давление ветра, [кН/м²];

$\omega_{a,p}$ – пульсационное ($\langle p \rangle$) нормативное давление ветра, [кН/м²].

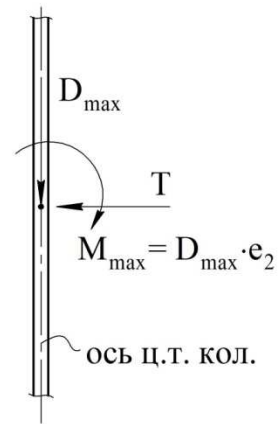
$\omega_{a,m}$ – определяют по [6] по формуле:

$$\omega_{a,m} = \omega_o \cdot \kappa(z_e) \cdot c, [\text{кН/м}^2]$$

где ω_o – нормативное значение ветрового давления по табл. 11.1 [6] для местностей типов:



конструктивная схема



расчетная схема

Рис. 2.2, а - Конструктивная и расчетная схемы приложения крановых нагрузок в колоннах постоянного сечения:

$$h^* = h_{п.б.} + 0,75h_2$$

- отметка точного приложения силы поперечного торможения

$$T = T^*$$

T - приближенное (упрощенное)

положение силы поперечного торможения

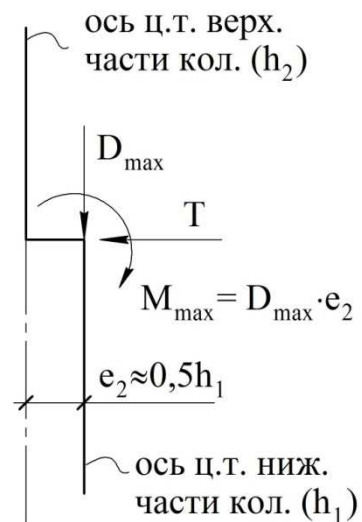
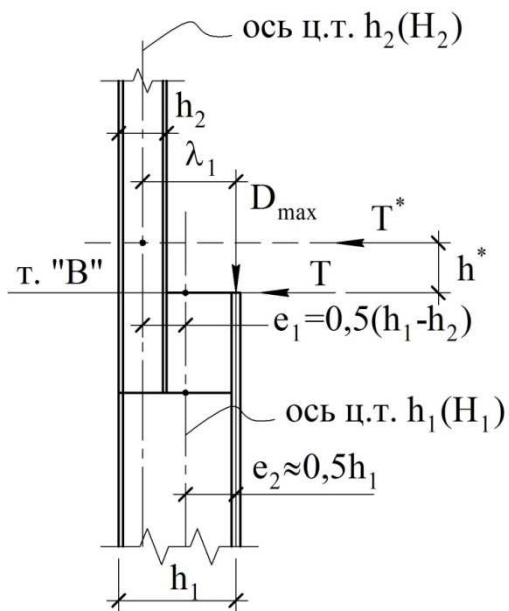


Рис. 2.2, б - Конструктивная и расчетная схемы приложения крановых нагрузок в ступенчатых колоннах

А – открытой для ветров при h_3 (высота застройки) $h_3 < 10\text{м}$;

В – местность в условиях городской застройки с высотой h_3
 $25\text{ м} \geq h_3 > 10\text{м}$;

С – местность в условиях городской застройки с $h_3 > 25\text{м}$;

z_e – эквивалентная высота, определяемая для поперечной рамы, исходя из п. 11.15 [6] следующим образом: $z_e = h$ при $h < d$,

где h – высота здания от поверхности земли до верхней точки кровли ($h = H + H_3 - h_{\text{базы}}$);

d – размер здания в направлении, перпендикулярном расчетному направлению ветра (по отношению к поперечной раме – это длина здания);

c – аэродинамический коэффициент; различают по нормам [6] c_e ; c_i ; c_t ; c_x ; c_y , определяемые по Приложению В.1.

Для вертикального каркаса поперечной рамы промздания значения $< c_e >$ равны:

$c_e^{\text{акт}} = +0,8$ – с наветренной стороны (напор) для вертикальных поверхностей прямоугольных в плане зданий; тогда $\omega_{a,m}^{\text{акт}} = \omega_0 \cdot k(z_e) \cdot c_e^{\text{акт}}$,

$c_e^{\text{отс}} = -0,5$ – тоже с подветренной стороны (отсос), тогда $\omega_{a,m}^{\text{отс}} = \omega_0 \cdot k(z_e) \cdot c_e^{\text{отс}}$.

Пульсационная составляющая ($< p >$) ветровой нагрузки по [6] определяется по формуле:

$\omega_{a,p} = \omega_{a,m} \cdot \zeta(z_e) \cdot v$ – нормативное значение со стороны напора, [кН/м²], для зданий у которых 1-я частота собственных колебаний $f_1 < f_l$, [Гц],

$\omega_{a,p}^{\text{отс}} = \omega_{a,m}^{\text{отс}} \cdot \xi(z_e) \cdot v$ – то же со стороны отсоса;

где f_l – предельная частота по табл. 11.5 [6]:

$f_l = 0,15$ – для стального каркаса;

$f_l = 0,30$ – для железобетонного каркаса;

$\zeta(z_e)$ – по табл. 11.4 [6] – коэффициент пульсации ветра;

ν – коэффициент пространственной корреляции по табл. 11.6 [6] для промзданий прямоугольной формы в зависимости от параметров χ , ρ [м] (по [6], табл. 11.7 $\chi \rightarrow h$ – высота здания, $\rho \rightarrow \ell$ – длина здания);

f_1 – по расчету на динамические нагрузки (по первой частоте собственных колебаний).

Таким образом, для каркаса ОПЗ суммарная ветровая нагрузка нормативная может быть определена по формулам:

1) для напора ветра

$$\sum \omega_0^{\text{акт}} = \omega_{a,m}^{\text{акт}} + \omega_{a,p}^{\text{акт}} = \omega_{a,m}^{\text{акт}} (1 + \xi(z_e) \cdot \nu), \text{ [кН/м}^2\text{]};$$

2) для отсоса ветра

$$\sum \omega_0^{\text{отс}} = \omega_{a,m}^{\text{отс}} + \omega_{a,p}^{\text{отс}} = \omega_{a,m}^{\text{отс}} (1 + \xi(z_e) \cdot \nu), \text{ [кН/м}^2\text{]}.$$

б) Ветровая нагрузка на поперечную раму каркаса ОПЗ

Вычисляется на колонны рамы как линейная в [кН/м] с ширины грузовой площади, равной шагу рам (B_p) при отсутствии фахверковых колонн, а при их наличии – с ширины, равной шагу фахверковых колонн ($B_{\text{фахв}}$).

Учет ветровой нагрузки на раму через ригель производится с ширины грузовой площади, равной шагу промежуточных стропильных ферм, а при их отсутствии – с ширины, равной шагу рам.

С учетом выше изложенного имеем:

$q_{\omega,n}^{\text{акт}} = \sum \omega_0^{\text{акт}} \cdot B_p (B_{\text{фахв}})$, [кН/м] – линейная **нормативная неравномерная по высоте** рамы ветровая нагрузка на поперечную раму со стороны напора (т.е. <акт.>);

$q_{\omega,n}^{\text{акт}} = q_{\omega,n}^{\text{акт}} \cdot \gamma_f$, [кН/м] – линейная **расчетная неравномерная по высоте** рамы ветровая нагрузка со стороны напора (т.е. <акт.>);

$q_{\omega,n}^{отс} = \sum q_a^{отс} \cdot B_p(B_{фахв})$, [кН/м] – линейная нормативная **неравномерная по высоте** рамы ветровая нагрузка со стороны отсоса (т.е. <отс.>);

$q_{\omega,n,расч}^{отс} = q_{\omega,n}^{отс} \cdot \gamma_f$, [кН/м] – линейная **расчетная неравномерная по высоте** рамы ветровая нагрузка со стороны отсоса (т.е. <отс.>);

$q_{\omega,n,экв}^{акт} = 2 M_{\omega}^{акт} / H^2$ – линейная **равномерно распределенная эквивалентная нормативная** ветровая нагрузка со стороны напора ветра;

$q_{\omega,n,экв}^{отс} = 2 M_{\omega}^{отс} / H^2$ – линейная **равномерно распределенная эквивалентная нормативная** ветровая нагрузка со стороны отсоса ветра.

Здесь: $M_{\omega}^{акт}$, $M_{\omega}^{отс}$ – изгибающий момент в нижнем сечении колонны как в консоли от неравномерной ветровой нагрузки.

$q_{\omega,экв}^{акт}$, $q_{\omega,экв}^{отс}$ – **расчетная эквивалентная равномерно распределенная ветровая нагрузка по высоте рамы:**

$$q_{\omega,экв}^{акт} = q_{\omega,n,экв}^{акт} \cdot \gamma_f \text{ – со стороны напора ветра;}$$

$$q_{\omega,экв}^{отс} = q_{\omega,n,экв}^{отс} \cdot \gamma_f \text{ – со стороны отсоса ветра.}$$

Ветровая нагрузка на шатер поперечной рамы в приближенных расчетах учитывается в форме сосредоточенной, приложенной в уровне нижнего пояса ригеля. При наличии продольного фахверка ветровая нагрузка на поперечную раму от него учитывается также на уровне нижнего пояса ригеля.

В торцах здания ветровая нагрузка от фахверка передается как в уровне верхних поясов стропильных ферм, так и в уровне нижних [16, стр. 140].

Сосредоточенная нагрузка, передаваемая ветром на шатер со стороны напора ветра вычисляется по формуле:

$$W_n^{акт} = 0,5(q'_{\omega,n}^{акт} + q''_{\omega,n}^{акт}) \cdot H_3 + W_{фахв,n}^{акт}, \text{ [кН]} - \text{нормативное значение}$$

нагрузки со стороны напора,

где $q'_{\omega,n}^{акт}$, $q''_{\omega,n}^{акт}$ – неравномерная распределенная нагрузка соответственно на уровне нижнего пояса ригеля и верха шатра со стороны напора ветра, [кН/м];

$$W_{фахв,n}^{акт} = 0,5q_{\omega,экв}^{акт} \cdot H - \text{сосредоточенная нормативная ветровая}$$

нагрузка на поперечную раму через фахверк, установленный вдоль каркаса здания, со стороны напора ветра, [кН];

$$W_n^{отс} = 0,5(q'_{\omega,n}^{отс} + q''_{\omega,n}^{отс}) \cdot H_3 + W_{фахв,n}^{отс}, \text{ [кН]} - \text{нормативное значение}$$

нагрузки со стороны отсоса;

где $q'_{\omega,n}^{отс}$, $q''_{\omega,n}^{отс}$ – аналогичная неравномерная распределенная нагрузка со стороны отсоса ветра в пределах шатра.

Расчетные значения этих нагрузок вычисляются путем умножения их нормативных величин на коэффициент надежности по нагрузке ветра $\gamma_f = 1,4$ [6].

2.5. Пониженные значения нагрузок на поперечную раму ОПЗ

Данный вопрос касается расчетов поперечной рамы по II предельному состоянию элементов рамы (ригелей на вертикальный прогиб и колонн на горизонтальные перемещения) и по I предельному состоянию подкрановых балок на выносливость.

При этом пониженные значения нагрузок согласно [6, п.4.1; 5.4,и] применяются к снеговым нагрузкам в соответствии с п. 10.11 [6].

Горизонтальные смещения колонн рассчитываются согласно [6, п. 9.17] от одного наиболее неблагоприятного по воздействию крана. При этом пониженное значение нагрузок вычисляется умножением норматив-

ной вертикальной нагрузки на понижающий коэффициент в соответствии с п. 9.20 [6].

При расчете на выносливость балок крановых путей пониженное значение крановых нагрузок (п. 9.20 [6]) при проверке стенки балки от воздействия сосредоточенной вертикальной нагрузки одного колеса следует умножать на повышающий коэффициент местного действия в соответствии с п. 9.9 [6].

2.6. Установление расчетной схемы поперечной рамы ОПЗ

Расчетная схема поперечной рамы выбирается из ее конструктивной схемы с нагрузками (рис.2.6) с учетом следующих предпосылок, количество которых в зависимости от степени приближения расчетной схемы к конструктивной может существенно различаться:

- при жестком соединении колонн с фундаментами принимается жесткая заделка стержней колонн на уровне низа баз;
- геометрические оси колонн принимаются по линиям, проходящим через центры сечений;
- геометрическая схема ригеля принимаются в следующих вариантах:

- а) по геометрической схеме сквозного ригеля без учета фонаря (при его наличии) для **уточненного** расчета рамы на ЭВМ как КЭ-модели (фонарь учитывают только как нагрузку).

- б) в форме эквивалентного по моменту инерции сплошного стержня сквозному ригелю на уровне оси нижнего пояса при жестких узлах соединения ригеля с колоннами в приближенных расчетах;

- в) в форме эквивалентного по моменту инерции **сплошного стержня** сплошному ригелю, приложенного по линии геометрической оси сплошного ригеля при жестких узлах соединения ригеля с колоннами или по линии, соединяющей центры опорных шарниров при шарнирном соединении сплошного ригеля с колоннами также в **приближенных** расчетах.

– необходимо задать жесткость элементов расчетной схемы поперечной рамы. При расчете численными методами КЭ-модели на ЭВМ следует задать абсолютные значения жесткостей конечных элементов. В этом случае для предварительного назначения жесткостей участков колонн и ригеля поперечной рамы рекомендуется применить формулы (2.40÷2.43) из учебного пособия [17] и из Приложения №1 настоящего учебного пособия.

Предлагаемые формы поперечного сечения нижней части колонн приведены на рисунках:

рис. 2.3 – нижняя часть колонны **сквозного** сечения;

рис. 2.4 – нижняя часть колонны **сплошного** сечения;

рис. 2.5 – верхняя часть колонны **сплошного** сечения.

Приближенные расчетные схемы поперечной рамы приведены на рисунках:

рис. 2.6,а – со сквозным ригелем;

рис. 2.6,б – со сплошным эквивалентным ригелем.

Схема для вычисления момента инерции ригеля приведена на рис. 2.7.

2.7. Основы приближенного статического расчета поперечной рамы ОПЗ

Пример расчета однопролетной поперечной рамы на ЭВМ в ППП «SCAD» приведен в готовящемся в настоящее время к изданию учебном пособии подразделения МК кафедры СК ННГАСУ.

Также с этой целью в графике учебной работы студентов предусмотрены практические занятия по САПР с разбором примера расчета поперечной рамы.

Самостоятельно с приближенными методами статического расчета поперечной рамы, оборудованного мостовыми кранами промздания, можно ознакомиться в следующих источниках:

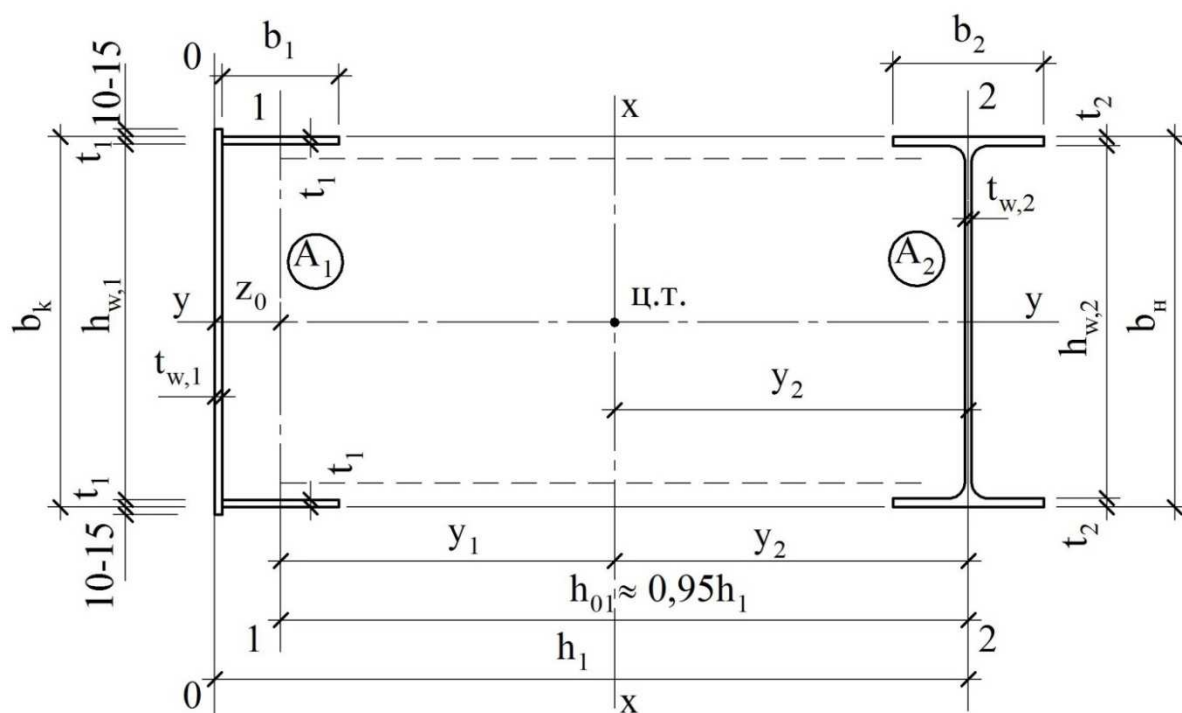


Рис. 2.3 – Форма поперечного сечения нижней части ступенчатой колонны крайнего ряда сквозного сечения

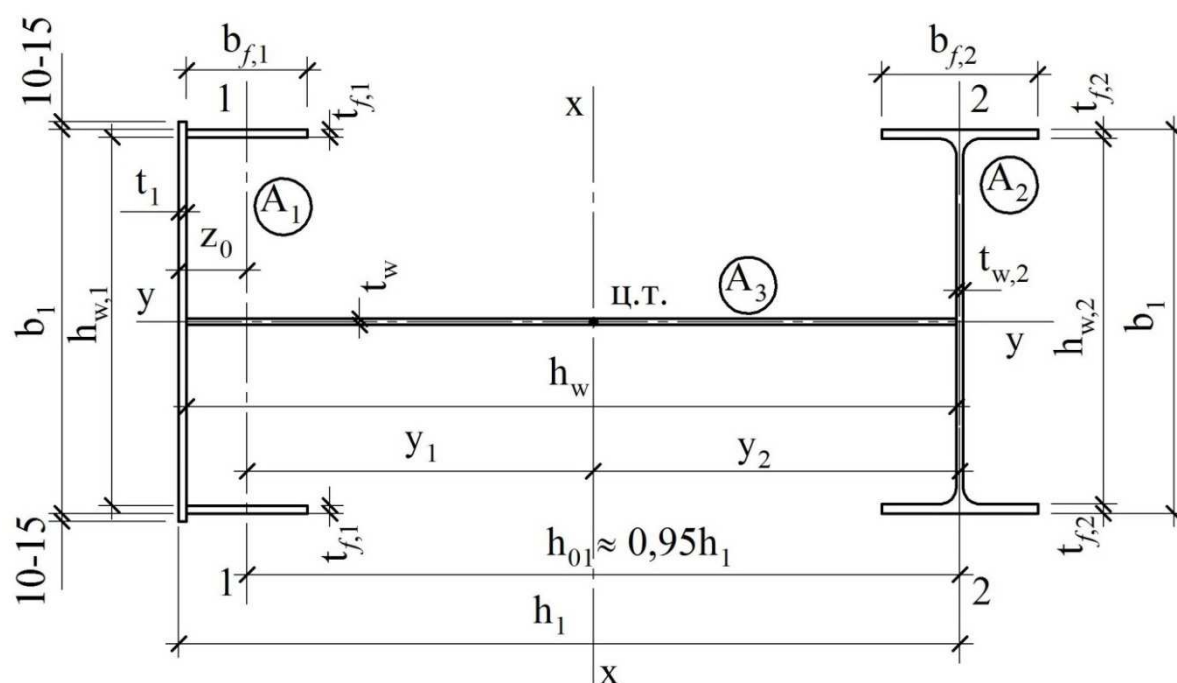


Рис. 2.4 – Форма поперечного сечения нижней части ступенчатой колонны крайнего ряда сплошного сечения

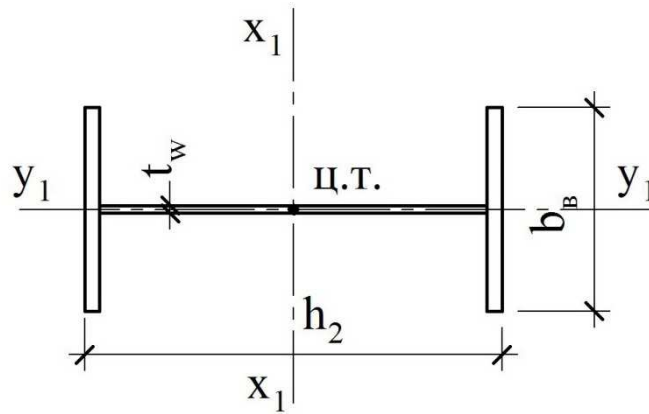


Рис. 2.5 – Форма поперечного сечения верхней части ступенчатой колонны сплошного сечения

- [7, стр. 349 – 366];
- [17, стр. 103 – 114];
- [18, стр. 365 – 398];
- [19]; [20].

2.8. Учет пространственной работы стального каркаса ОПЗ при статическом расчете поперечной плоской рамы

В приближенных расчетах пространственный каркас промышленного здания обычно расчленяется на плоские поперечные рамы и продольные подкрановые конструкции.

При расчете на вертикальные нагрузки, приложенные к ригелю, и на горизонтальные ветровые нагрузки такой прием оправдан.

Пространственная работа расчетной схемы поперечной рамы проявляется при действии крановых нагрузок за счет отпора соседних рам, которые по отношению к температурному блоку здания являются местными нагрузками, вызывающими смещение только нескольких рам (обычно не менее 3-х). **Остальные рамы** температурного блока, соединенные с

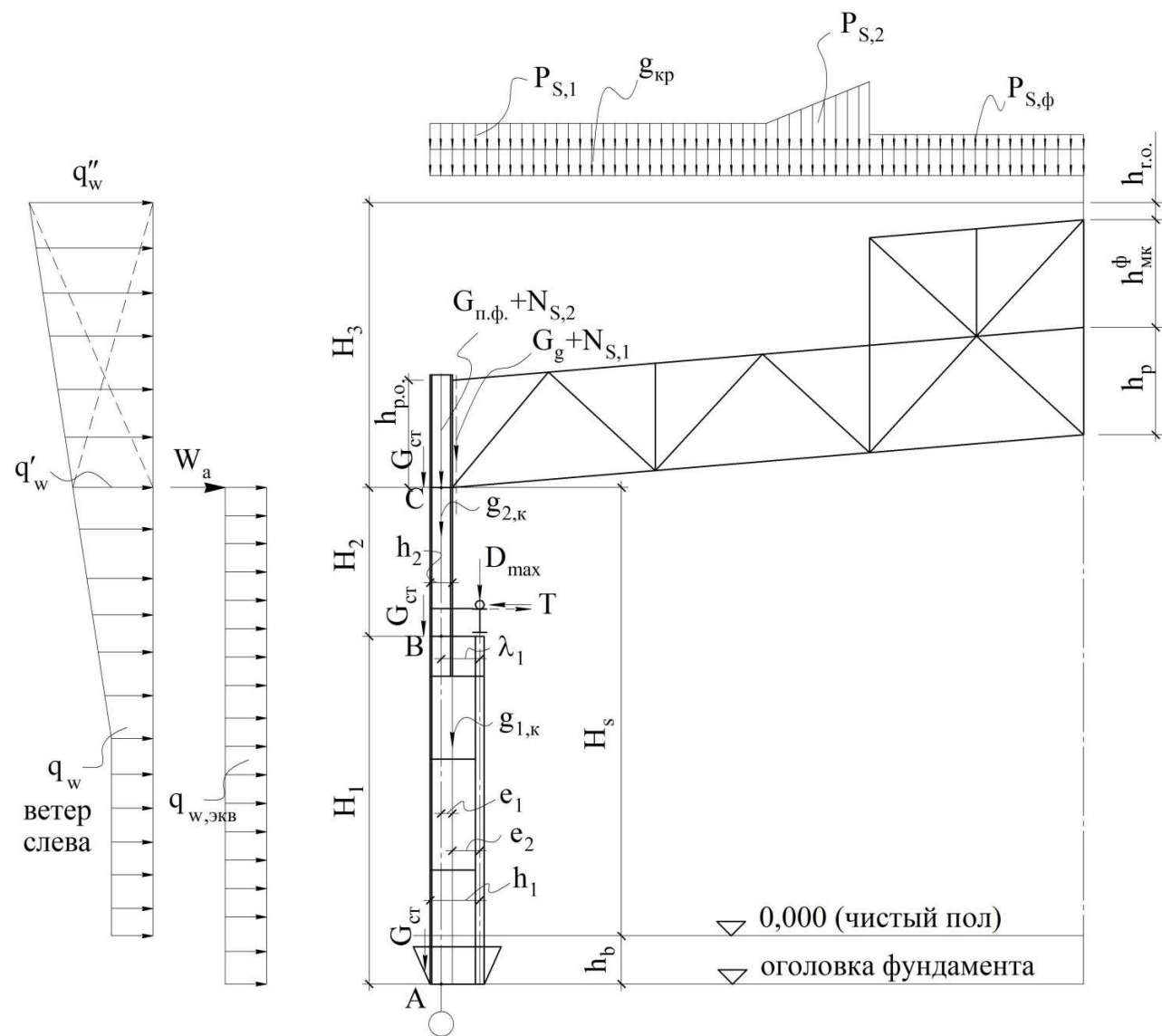


Рис. 2.6 – Конструктивная схема поперечной рамы с нагрузками на крайний пролет

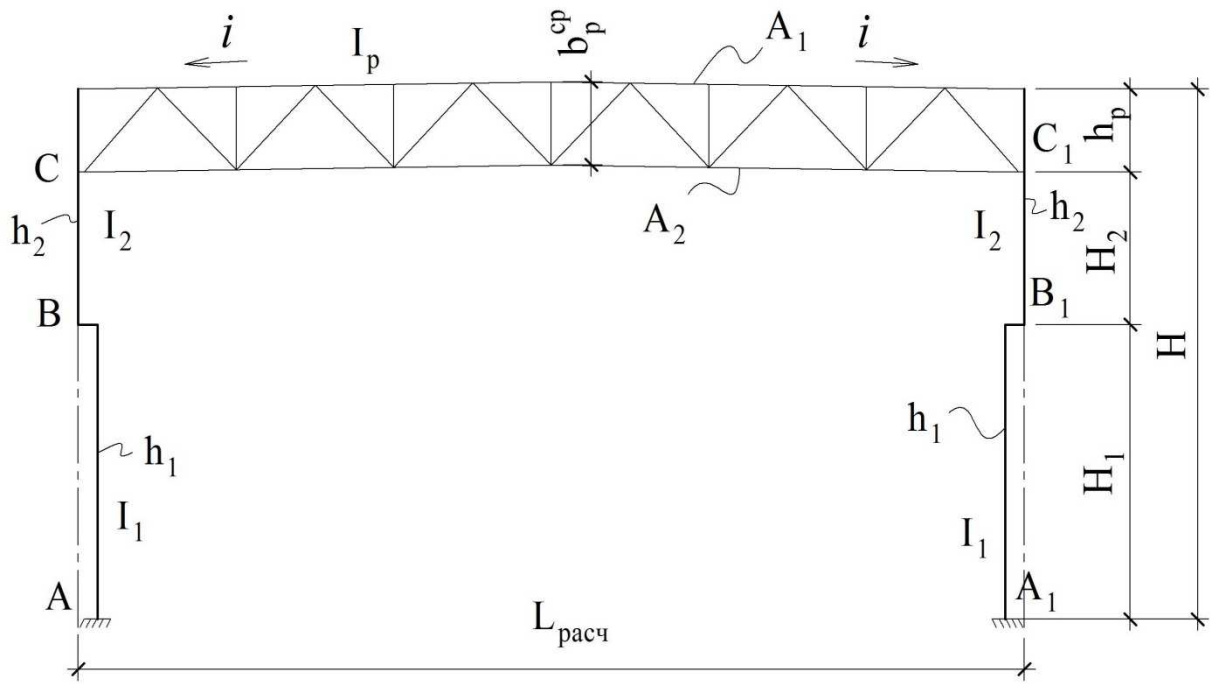


Рис. 2.6, а – Приближенная расчетная схема поперечной рамы для расчета на ЭВМ или аналитическими методами

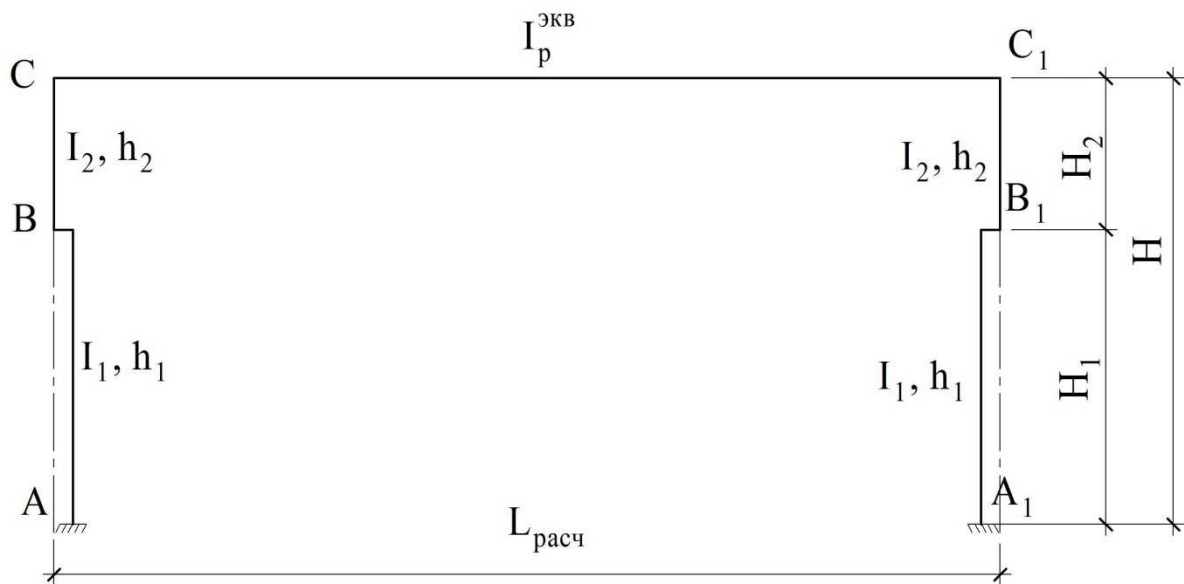


Рис. 2.6, б – Приближенная расчетная схема поперечной рамы для расчета на ЭВМ или аналитическими методами

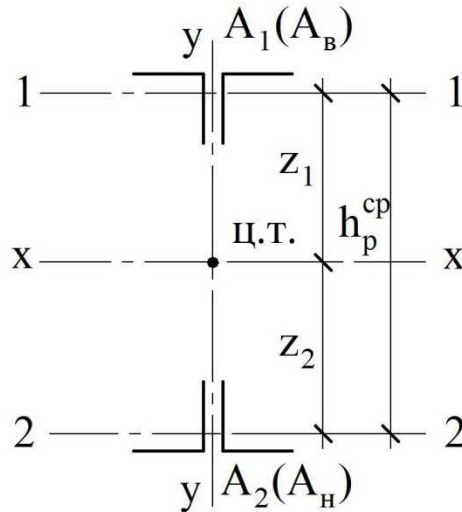


Рис. 2.7 – К определению момента инерции ригеля

нагруженными рамами продольными конструкциями: кровлей, связями, тормозными конструкциями, - **создают отпор**, снижающий горизонтальные перемещения колонн и изменяющий распределение и величины изгибающих моментов в наиболее нагруженной (расчетной) поперечной раме.

При численных статических расчетах на ЭВМ по готовым ППП для учета пространственной работы следует составить КЭ-модель из 5÷7 плоских стержневых поперечных рам, соединенных связями в уровне ригелей и подкрановых конструкций.

Расчет такого блока поперечных рам обеспечивает учет пространственной работы расчетной схемы от совместного противодействия смежных упругоподатливых опор (см. [21, стр. 107 - 132].

В приближенных расчетах плоских рам учет пространственной работы рассчитываемой рамы уменьшение горизонтальных смещений учитывают по формуле:

$$\Delta_{np} = \Delta_{nl} \cdot \alpha_{np},$$

где Δ_{nl} – смещение отдельной плоской рамы.

Согласно [7] с учетом [21] коэффициент α_{np} определяют по формуле:

$$\alpha_{np} = 1 - \alpha - \alpha' (n_o / \sum y - 1),$$

в которой α и α' определяют по табл. 12.2 [7] в зависимости от величины коэффициента β , характеризующего соотношение жесткостей поперечной рамы и покрытия и определяемого по формуле:

$$\beta = \frac{B_{рам}}{H^3} \cdot \frac{\sum J_{1,x}}{\sum J_{прив}} \cdot d,$$

где $B_{рам}$ – шаг рам,

$H = H_1 + H_2$ – высота поперечной рамы,

$\sum J_{1,x}$ – сумма моментов инерции нижних частей колонн,

$\sum J_{прив} = J_{св} + J_{кр}$ – приведенный момент инерции продольных связей по нижним поясам ферм ($J_{св}$) от изгиба (EJ) и кровли ($J_{кр}$) от сдвига (AG),

$J_{св}$ – момент инерции продольных связей по нижним поясам ферм при их поперечном изгибе;

$J_{кр}$ – эквивалентный момент инерции кровли, определяемый по ее сдвиговой жесткости $\langle G \cdot A \rangle$ [21];

d – коэффициент приведения ступенчатой колонны к эквивалентной по смещению колонн постоянного сечения (см. [7, стр. 347];

n_o – число колес кранов на одной нитке подкрановых балок;

$\sum y$ – сумма ординат линий влияния реакции рассматриваемой рамы.

Отношение $\sum J_{1,x} / \sum J_{прив}$ приближенно допускается принимать в следующих пределах [7]:

а) для покрытий крупнопанельными железобетонными плитами – $1/40 \div 1/100$;

б) то же мелкогабаритными железобетонными плитами по прогонам – $1/10 \div 1/25$;

в) то же плоским стальным листом ($t = 3 \text{ мм}$) по прогонам (или стальными панелями) – $1/5 \div 1/10$;

г) то же профилированным настилом по прогонам (или панелями из профнастила) – $1/2 \div 1/6$.

Здесь меньшие значения следует принимать в зданиях без фонарей с кранами малой грузоподъемности.

Таким образом, определив величину Δ_{np} , моменты и реакции в плоской раме методом перемещений от $\Delta = 1$ от крановой нагрузки в основной системе, можно вычислить суммарные значения изгибающих моментов в расчетных сечениях $< i >$:

$$M_{i,D,np} = M_{D,i}^o + \bar{M}_i^o \cdot \Delta_{np,D},$$

$$M_{i,T,np} = M_{T,i}^o + \bar{M}_i^o \cdot \Delta_{np,T}, -$$

и соответствующих $Q_{i,np}$, $N_{i,np}$ от вертикальных крановых нагрузок и поперечного торможения.

2.9. Сочетания перемещений и усилий от нагрузок (загружений) в расчетных сечениях колонн поперечной рамы

Целесообразно вначале выполнить требования по перемещениям элементов рамы от нормативных нагрузок: ригеля – на вертикальные прогибы, колонн – на горизонтальные перемещения. Для этого следует выполнить сочетания перемещений от нормативных нагрузок по их приоритетам с целью обеспечения фактических перемещений (прогибов) требованиям норм по $< \Delta_u >$, т.е. обеспечить, чтобы

$$\sum \Delta_{\phi} < \Delta_u (\sum f_{\phi} < f_u).$$

Для выполнения данного требования потребуются вероятное варьирование жесткостями элементов с повторными статическими расчетами рамы.

После удовлетворения перемещений требованиям норм следует приступать к составлению сочетаний усилий в элементах рамы от расчетных нагрузок.

Методика составления сочетаний для перемещений от нормативных нагрузок и для усилий от расчетных нагрузок изложена в [6, разд. 6].

В практической работе целесообразно для наглядности и удобства анализа расчетные перемещения и усилия, а также их сочетания заносить в сводные таблицы.

Примеры таких таблиц для расчетных сочетаний колонн приведены в [19, стр. 16-17].

Расчетные сочетания перемещений и усилий составляются с учетом приоритетов нагрузок с соответствующими коэффициентами сочетаний:

- постоянные нагрузки принимают с коэффициентами сочетаний $\psi_d = 1$;
- временные кратковременные нагрузки учитывают с одним из трех коэффициентов: $\psi_{t1} = 1,0$; $\psi_{t2} = 0,9$; $\psi_{t3} = 0,7$ в зависимости от их приоритета по отношению друг к другу;
- длительные временные нагрузки при расчете поперечных рам промзданий, как правило, не рассматриваются, кроме проверки ригелей на вертикальный прогиб по эстетико-психологическим требованиям.

Расчетные сочетания нагрузок и усилий от них на каждое расчетное сечение (например, т. A, B_A, B_C, C левой колонны) поперечной рамы составляется на следующие заданные комбинации:

1. $+M_{\max}, N_{\text{cor}}$; 2. $-M_{\max}, N_{\text{cor}}$;
3. $N_{\max}, +M_{\text{cor}}$; 4. $N_{\max}, -M_{\text{cor}}$;
5. $Q_{\max}, \pm M_{\max}, N_{\text{cor}}$;

$$6. N_{мин}, \pm M_{макс}, \pm Q_{cor}.$$

Здесь: индексы $< макс >$ означают максимальные значения усилий от расчетных сочетаний нагрузжений (нагрузок);

индексы $< cor >$ означают значения усилий от расчетных сочетаний нагрузжений, соответствующих (cor) максимальным в своей комбинации.

При составлении расчетных комбинаций усилий (перемещений) следует учитывать реальные сочетания нагрузжений. Так вертикальное давление мостовых кранов следует учитывать совместно с поперечным торможением как одну кратковременную нагрузку.

Вертикальное давление мостовых кранов в одном пролете можно сочетать с поперечным торможением на любой стойке пролета с таким знаком, который увеличивает общий изгибающий момент в данном сечении от крановых нагрузок.

Для расчета анкерных болтов (комбинация №6) в запас уменьшают усилия от постоянных нагрузок по формулам:

$$N_{мин, A} = N_{g, A} \cdot \frac{g_{a, n}}{g_a} \cdot 0,9 + N_{\omega, A};$$

$$M_{макс, A} = M_{g, A} \cdot \frac{g_{a, n}}{g_a} \cdot 0,9 + M_{\omega, A},$$

где $N_{\omega, A}$, $M_{\omega, A}$ — усилия от расчетных ветровых нагрузок в сечении $< A >$.

Из сводной таблицы вертикальных перемещений (прогибов) расчетных узлов ригеля от нормативных нагрузок составляются их сочетания с учетом коэффициентов сочетаний по приоритетам от отдельных нагрузжений.

В результате определяются расчетные комбинации перемещений для сравнения их с нормативными.

Из сводной таблицы расчетных усилий в стержнях ригеля составляются их расчетные сочетания от комбинаций нагрузжений также с учетом

коэффициентов сочетаний по приоритетам отдельных загрузений, и выполняются поверочные расчеты на прочность, устойчивость и гибкость.

Из сводной таблицы горизонтальных перемещений расчетных узлов колонн от нормативных нагрузок составляются их сочетания с учетом коэффициентов сочетаний по приоритетам отдельных загрузений. В результате определяются расчетные комбинации перемещений для их сравнения с нормативными.

Из таблицы расчетных сочетаний усилий в колоннах поперечной рамы на заданные комбинации выбирается для каждого расчетного сечения одно наиболее невыгодное сочетание, на которое в дальнейшем проводится **поверка** принятого поперечного сечения стержня колонны на устойчивость верхнего и нижнего участков стержня при внецентренном сжатии, прочность (при необходимости) и местную устойчивость элементов, составляющих поперечное сечение стержня.

При этом для **сплошных стержней** колонн постоянного сечения на расчетном участке длины достаточно выбрать одну комбинацию с наибольшим значением $\langle M \rangle$ и $\langle N \rangle$ независимо от знака изгибающего момента. Но если макс $|M|$ не совпадает с макс N , то следует проверить две комбинации усилий:

- 1) макс $|M|$, N_{cor} ;
- 2) макс N , M_{cor} .

В этом случае поверочный расчет стержня колонны на расчетном участке следует выполнять на обе комбинации.

Для сплошных и сквозных стержней ступенчатых колонн рекомендуется проверить нижнюю часть стержня на невыгодность две комбинации:

- 1) $+M_{\max}$ – для наружной ветви;
- 2) $-M_{\max}$ – для внутренней ветви, – с соответствующими N_{cor} .

Здесь для каждой ветви возможны проверки стержня на расчетном участке на два варианта сочетаний:

$$1) \pm M_{\max}, N_{\text{cor}};$$

$$2) N_{\max}, \pm M_{\text{cor}}.$$

В этом случае удобно по каждому варианту найти усилия в ветвях по формуле

$$N_{\epsilon} = \frac{N}{2} + \frac{|M|}{h_1}$$

и по большему усилию N_{ϵ} назначить расчетную комбинацию.

2.10. Особенности статического расчета многопролетных поперечных рам ОПЗ

При одинаковых высотах пролетов статический расчет многопролетных рам выполняют аналогично однопролетным.

При этом в приближенных аналитических расчетах плоских поперечных рам с числом пролетом 3 и более даже при шарнирных сопряжениях ригелей с колоннами допускается не учитывать горизонтальные смещения от местных крановых нагрузок.

В зданиях с разной высотой пролетов многопролетные рамы рассчитывают с учетом горизонтальных смещений от местных крановых нагрузок. Их расчет целесообразно выполнять методом сил.

В численных расчетах на ЭВМ многопролетные рамы с шарнирными или жесткими верхними узлами целесообразно рассматривать как пространственные КЭ-модели на все виды загрузений из блока 5 ÷ 7 плоских рам. На время расчета, кроме сбора нагрузок, это не повлияет, а результаты будут более точными.

Например, численные исследования плоской трехпролетной поперечной рамы с жесткими верхними узлами (режим работы мостовых кранов принят был 7К) и одноступенчатыми колоннами и ее пространственной КЭ-модели в системе пространственного температурного блока пока-

зали следующее [22]. В большинстве рассмотренных комбинаций загружений (12 комбинаций) получили существенное различие коэффициенты приведения расчетных длин:

$$\mu_1 = H_{1,ef,x} / H_{1,o}, \quad \mu_2 = H_{2,ef,x} / H_{2,o}, -$$

полученные по [4] для плоской рамы и по пространственной КЭ-модели.

Так для верхнего участка крайней колонны различие составило

$$\Delta_2 = (\mu_{2,кэ} - \mu_{2,сн}) / \mu_{2,кэ} \cdot 100\% = +(24 \div 44)\%,$$

т.е. коэффициенты μ_2 , полученные численно на пространственной КЭ-модели, оказались выше, вычисленных по [4].

Для нижнего участка крайней колонны поперечной рамы различия в коэффициентах μ_1 также от разных комбинаций загружений (12 комбинаций) оказались, наоборот, выше по [4], чем по пространственной КЭ-модели, в пределах:

$$\Delta_1 = (\mu_{1,сн} - \mu_{1,кэ}) / \mu_{1,кэ} \cdot 100\% = +(12 \div 42)\%,$$

т.е. коэффициенты μ_1 , полученные численно на пространственной КЭ-модели, оказались ниже, вычисленных по [4] для плоской рамы.

3. ОСНОВЫ КОНСТРУКТИВНОГО РАСЧЕТА КОЛОНН В СИСТЕМЕ ПОПЕРЕЧНЫХ РАМ ОПЗ, ОБОРУДОВАННЫХ ОПОРНЫМИ МОСТОВЫМИ КРАНАМИ

Как отмечено в п.2.16, после окончательного выбора расчетных сочетаний усилий от комбинаций загружений следует приступить к конструктивному расчету элементов поперечной рамы: колонн и ригелей.

Рассмотрим наиболее распространенные типы стальных колонн поперечных рам ОПЗ, поперечные сечения которых приведены на рис. 2.3; 2.4; 2.5 (п.2.6).

3.1. Варианты типов колонн, соответствующих компоновочным схемам по п.1.4

На рис. 3.1а,б приведена конструктивная схема колонны постоянного сечения. Здесь крановая нагрузка передается на стержни через консоли, на которые опираются подкрановые балки. Стержни таких колонн чаще принимают сплошного сечения. Их достоинство в конструктивной простоте при невысокой трудоемкости изготовления. Такие колонны применяют при кранах грузоподъемности Q_0 до 20 т включительно и режимах работы мостовых кранов 1К-6К.

При мостовых кранах большей грузоподъемности ($Q_0 > 20$ т) выгоднее принимать ступенчатые колонны (рис. 3.2а,б). В ОПЗ такие колонны являются одним из основных типов. В них подкрановые балки опираются на уступы нижних участков и располагаются по оси подкрановых ветвей. Однако здесь имеет значение грузоподъемность мостовых кранов и высота нижней части колонны и, конечно, режим работы мостовых кранов. Так при режимах работы мостовых кранов 1К-6К, грузоподъемности $Q_0 \leq 50$ т и средней высоте стержня ($H = H_s + h_g = 10,8 + 0,8 = 11,6$ м) не требуются проходы между внутренней гранью верхней части колонны и габаритом моста крана (концевой балкой) при проверках технического состояния подкрановых путей. Поэтому высота поперечного сечения нижней части колонны достаточна в пределах $h_1 = 1$ м, а конструктивно выгодна сплошного сечения. При большей грузоподъемности мостовых кранов (см. п.1.5б) и большей высоте стержня поперечное сечение нижней части колонны потребуется более 1 м (1250 мм). Тогда более выгодным становится для $< h_1 >$ сквозное сечение. Сквозное сечение нижней части колонны требуется также при режимах работы мостовых кранов 7К, 8К, когда требуются проходы (рис.3.3а,б) или в теле верхней части колонны ("*в" прохода*" = 400мм), или сбоку между габаритом моста крана и внутрен-

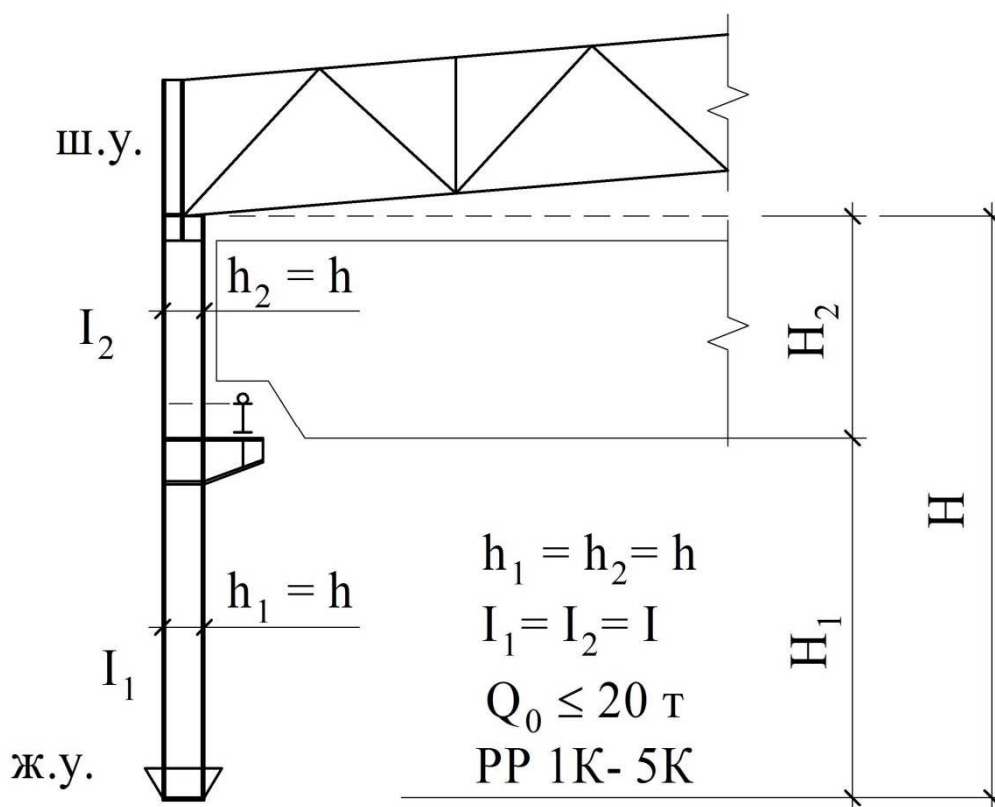


Рис. 3.1, а – Конструктивная схема многопролетной поперечной рамы с колоннами постоянного сечения (верхние узлы - шарнирные)

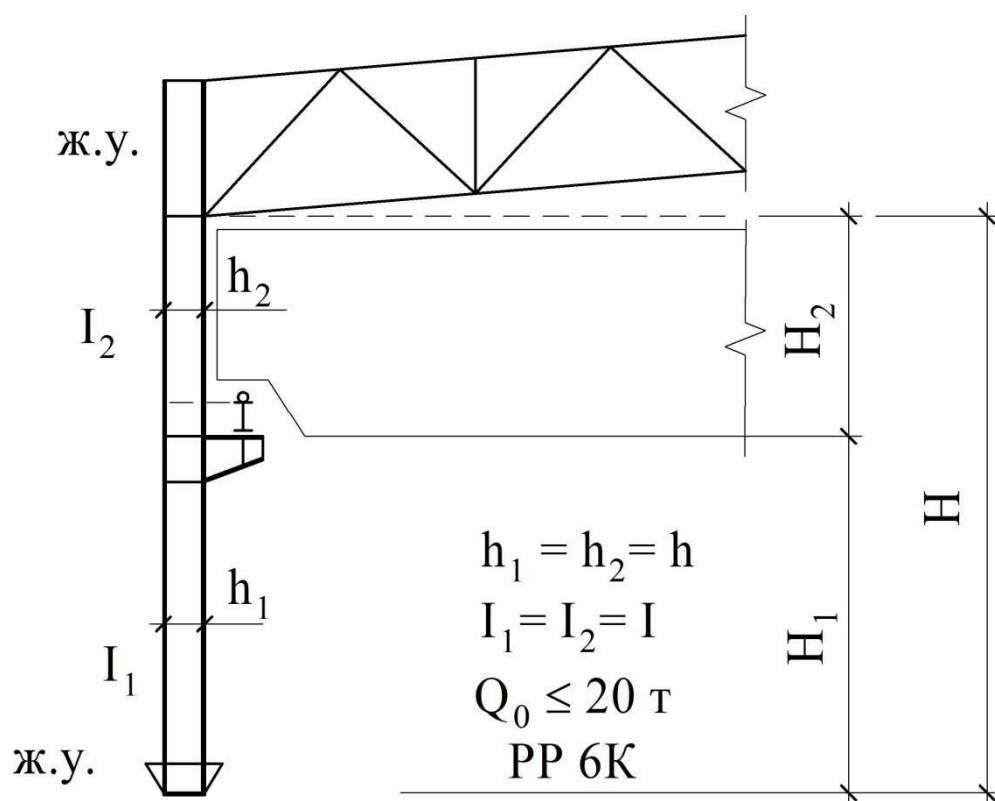


Рис. 3.1, б – Конструктивная схема однопролетной поперечной рамы с колоннами постоянного сечения (верхние и нижние узлы - жесткие)

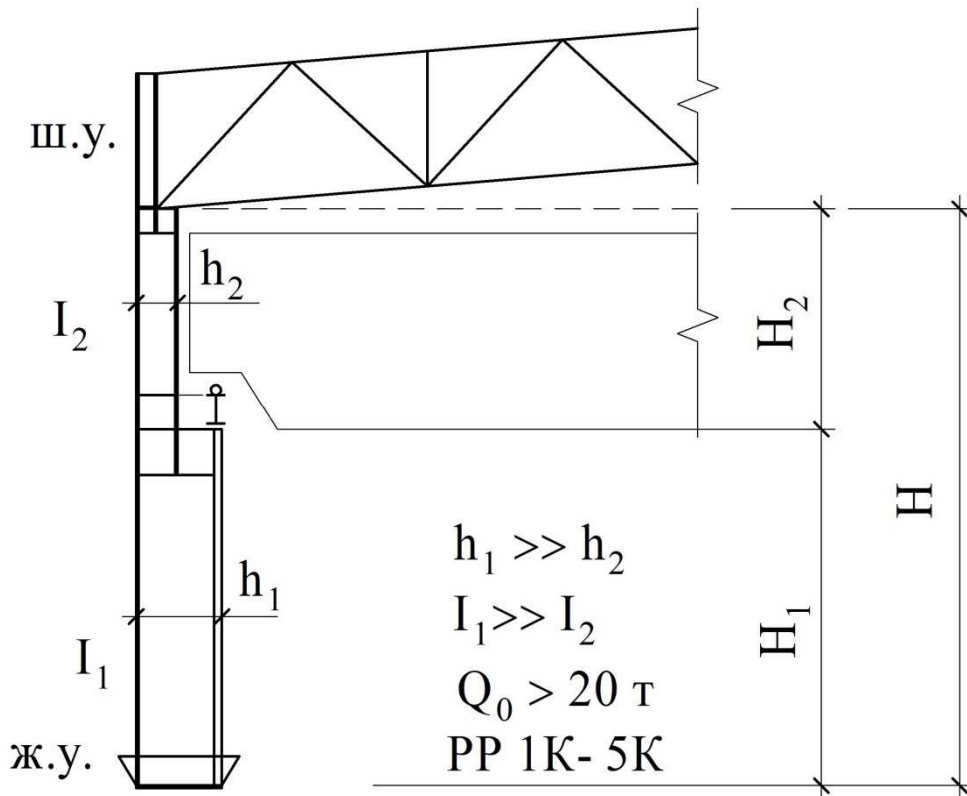


Рис. 3.2, а – Конструктивная схема многопролетной поперечной рамы со ступенчатыми колоннами: верхние узлы - шарнирные, нижние – жесткие

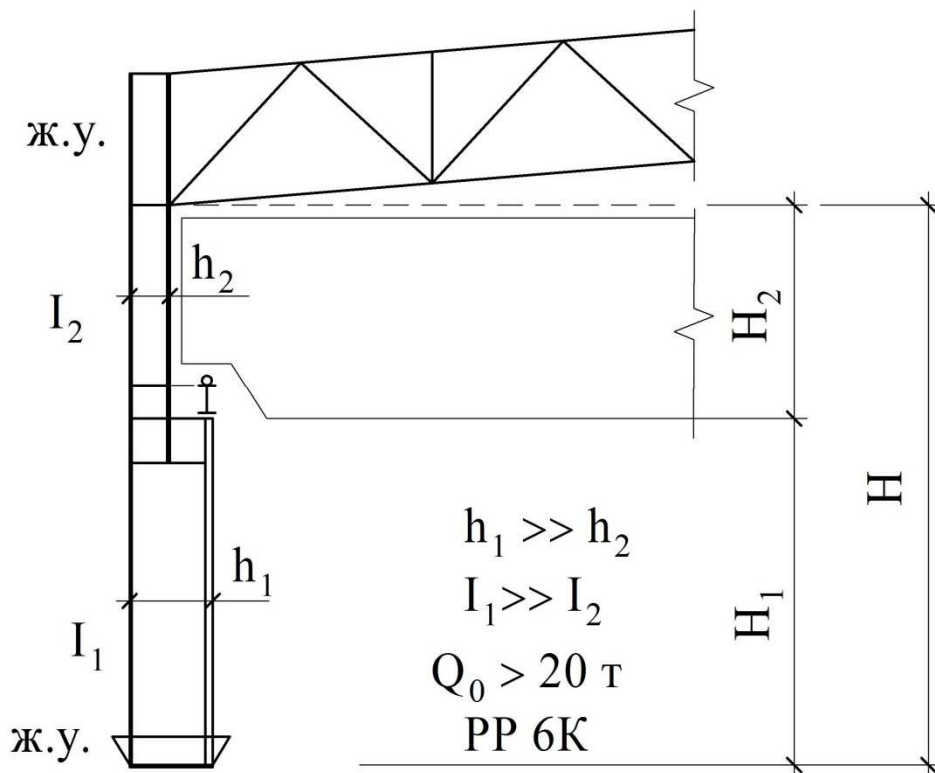


Рис. 3.2, б – Конструктивная схема однопролетной поперечной рамы со ступенчатыми колоннами: верхние и нижние узлы - жесткие

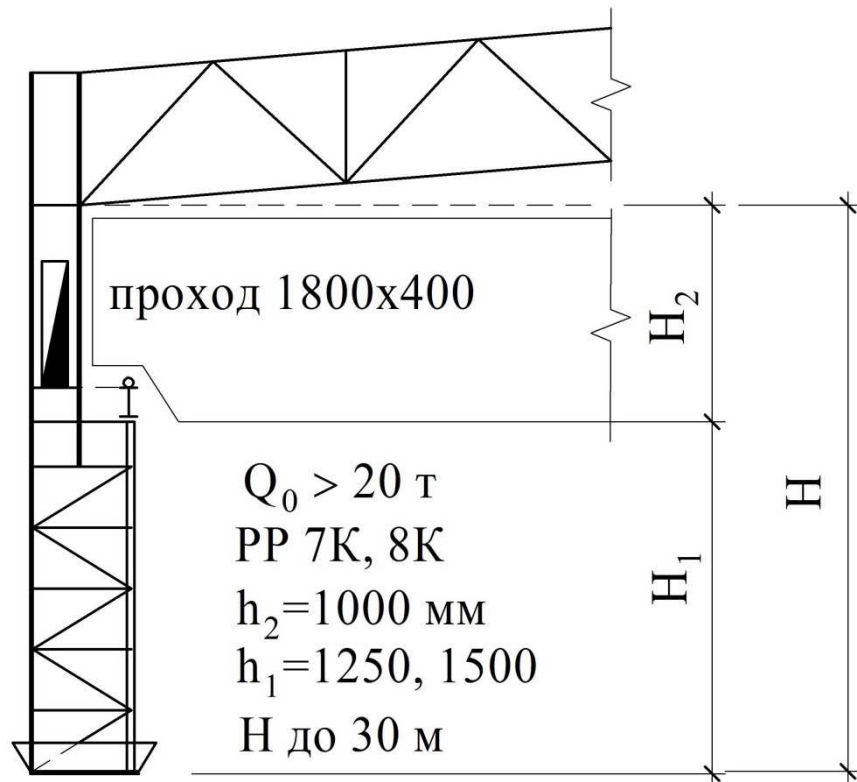


Рис. 3.3, а – Конструктивная схема однопролетной поперечной рамы с проходом в теле колонны

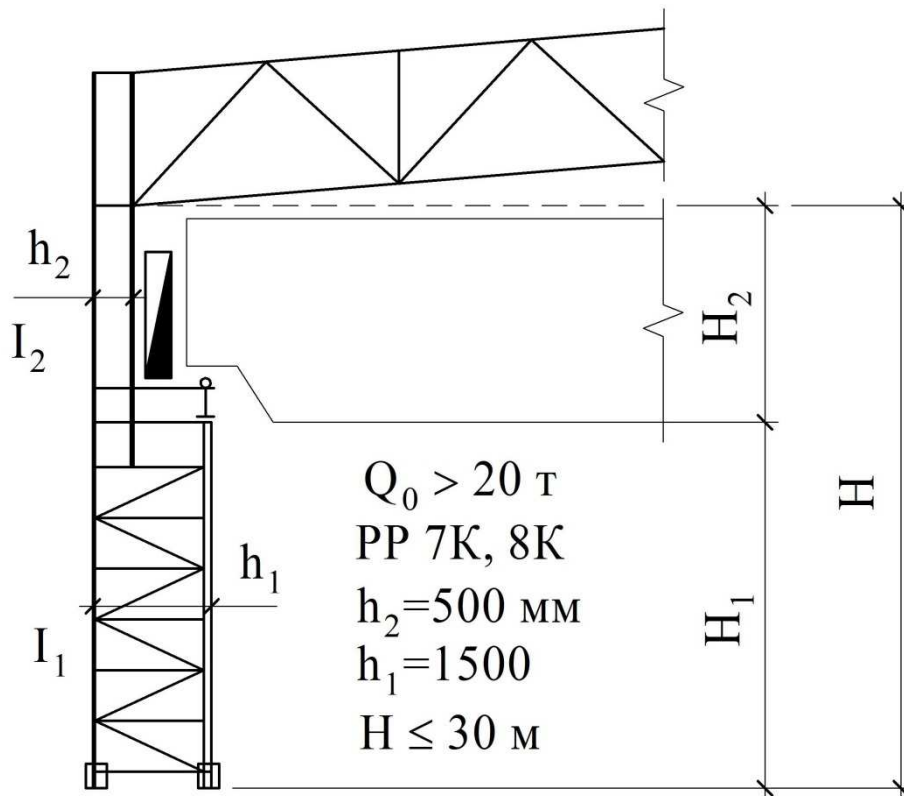


Рис. 3.3, б – Конструктивная схема однопролетной поперечной рамы с проходом между внутренней гранью колонны и габаритом крана

ней гранью верхней части колонны ("*в*" прохода с перилами = 450 мм). При конструировании прохода в теле верхней части колонны высота поперечного сечения $< h_2 >$ увеличивается до 1 м с привязкой $< v_0 > = 500$ мм, а при проходе < сбоку $> < h_2 > = 500$ мм.

В многопролетных зданиях с режимами работы мостовых кранов 7К, 8К высота поперечного сечения нижней колонны части средней колонны может достигать $h_1 = 1500$ мм (рис. 3.4), верхний – $h_2 = 1000$ мм с проходом в теле колонны или сбоку (рис. 3.5).

В многопролетных зданиях с расположением мостовых кранов в двух уровнях конструктивное решение нижней части колонн еще более усложняется (рис. 3.5*), появляются отдельные ветви на горизонтальных связях.

3.2. О последовательности конструктивных проверочных расчетов стержней колонн поперечной рамы ОПЗ

Колонны промзданий проверяют на совместное действие расчетных сочетаний усилий M , N , Q .

Поэтому основные граничные условия по первой группе предельных состояний состоят из:

а) проверки прочности стержня на приведенные усилия

$$S_1 \leq \phi_1 = f(M, N, Q); \quad (3.1)$$

б) проверки общей устойчивости стержня на приведенные усилия

$$S_2 \leq \phi_2 = f(N, m_{ef}, \bar{\lambda}, \varphi_e); \quad (3.2)$$

в) проверки местной устойчивости полок и стенки верхнего и нижнего участков стержня (общей устойчивости раскосной решетки при сквозном решении нижней части стержня), которые в общем виде можно записать в следующей форме:

$$\text{— для местной устойчивости полок} \quad \lambda_f = v_{ef} / t_f \leq [\lambda_f]_u; \quad (3.3)$$

$$\text{— для местной устойчивости стенки} \quad \lambda_\omega = h_\omega / t_\omega \leq [\lambda_\omega]_u; \quad (3.4)$$

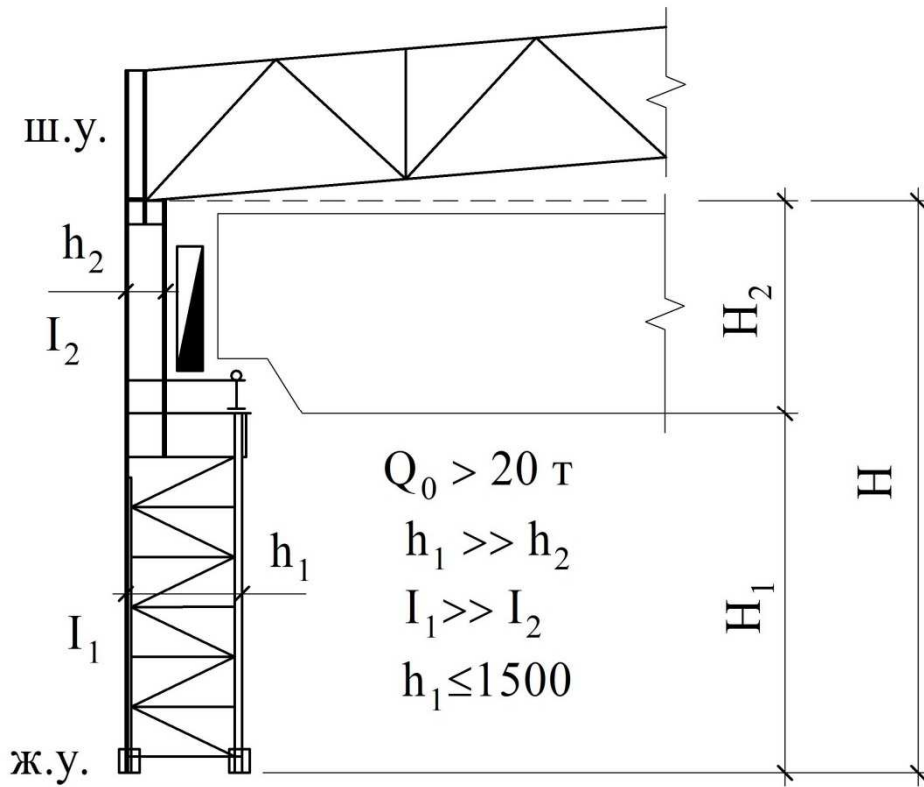


Рис. 3.4 – Конструктивная схема многопролетной поперечной рамы с проходами между внутренней гранью колонной и габаритами кранами

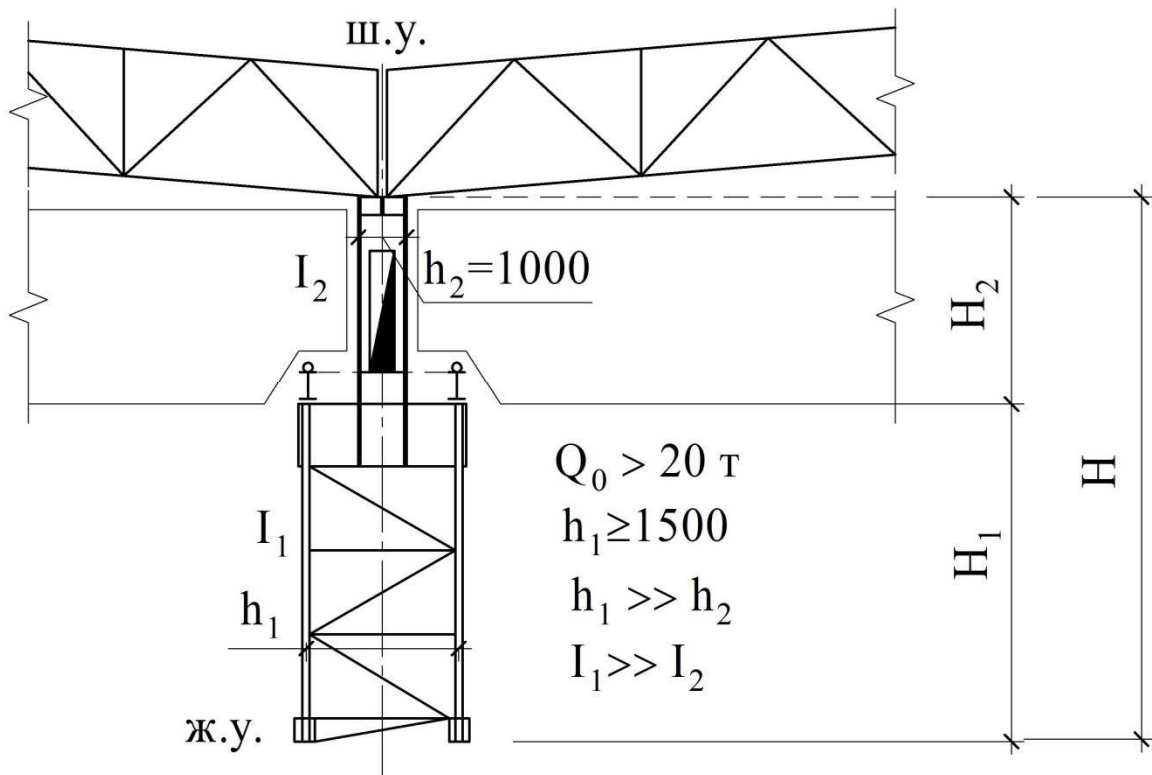


Рис. 3.5 – Конструктивная схема поперечной рамы среднего ряда с проходом в теле колонны

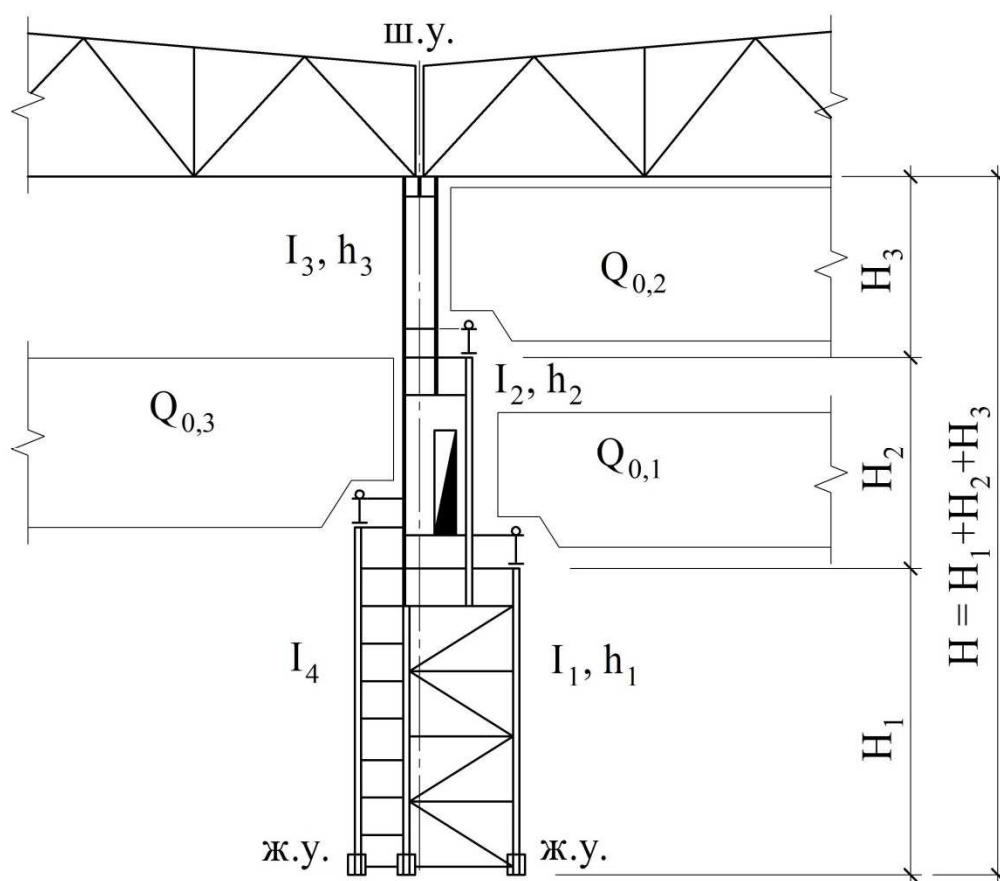


Рис. 3.5* – Конструктивная схема поперечной рамы среднего ряда с мостовыми кранами в двух уровнях

– для общей устойчивости раскосной решетки:

$$\lambda_d = l_d / i_d \leq [\lambda_d]_u; \quad (3.5)$$

$$S_d \leq \phi_d = f(N_d, \bar{\lambda}, \phi_{min}). \quad (3.6)$$

Один из вариантов последовательности конструктивного поверочного расчета колонн поперечной рамы ОПЗ может быть изложен в следующей форме:

- определение расчетных длин колонн;
- проверка общей устойчивости участков (верхнего – $EJ_2^{(1)}$ и нижнего – $EJ_1^{(1)}$ стержней колонны на расчетные комбинации усилий с заданными **жесткостями поперечных сечений**), (см. п.2.14, рис. 2.3; 2.4; 2.5) и геометрий (рис. 2.6,а или рис. 2.6,б);
- корректировка (при необходимости) заданных поперечных сечений ($EJ^{(1)}$) до ($EJ^{(2)}$) без дополнительного статического расчета, если расхождение $< \Delta >$ новых ($EJ^{(2)}$) и старых (заданных – $EJ^{(1)}$) соотношений (J_1/J_2) жесткостей не превысит 30%, т.е.

$$\Delta = (S_2 - S_1) / S_1 \times 100\% \leq 30\%, \quad (3.7)$$

где $S_2 = (J_1/J_2)^{(2)}$, $S_1 = (J_1/J_2)^{(1)}$;

здесь J_1 и J_2 – моменты инерции соответственно нижней и верхней частей стержня колонны; верхние индексы: (1), (2) – указывают на заданные сечения и после корректировки;

- уточненная проверка на общую устойчивость участков стержня и на местную устойчивость элементов поперечных сечений;
- проверка прочности участков стержня колонны (при наличии ослаблений поперечных сечений отверстиями и т.п.);
- конструирование и расчет узлов колонны.

3.2.1. Определение расчетных длин стержней колонн поперечной рамы ОПЗ

Этот вопрос имеет важнейшее значение при оценке общей устойчивости внецентренно сжатых колонн поперечных рам.

а) В плоскости рамы стержня сплошного или сквозного постоянного сечения с двумя осями симметрии (рис. 3.6, а, б).

В общем виде расчетная длина такого стержня определяется по формуле

$$l_{ef,x} = \mu_x \cdot H_{0,x}, \quad (3.8)$$

где $H_{0,x}$ – геометрическая длина всего стержня или его участка (см. рис. 1.1÷1.5; рис. 1.9);

μ_x – коэффициент приведения геометрической длины всего стержня или его участка к его расчетной длине. Коэффициент μ_x зависит от целого ряда факторов: колонны постоянного или ступенчатого по длине сечений; узлы верхние или нижние – шарнирные или жесткие; рамы – одно или многопролетные; рамы – свободные или несвободные ниже это будет показано.

Согласно [4] в этом вопросе различают **свободные** и **несвободные** рамы:

– **свободные** рамы, т.е. **нераскрепленные**, у которых узлы крепления ригелей с колоннами имеют свободу перемещений в направлении, перпендикулярном оси стержня колонны в плоскости рамы;

– **несвободные** рамы, т.е. **раскрепленные**, у которых нет свободы перемещений верхних узлов в направлении, перпендикулярном оси стержня колонны в плоскости рамы.

Поэтому формулы для определения коэффициентов μ_x у них разные.

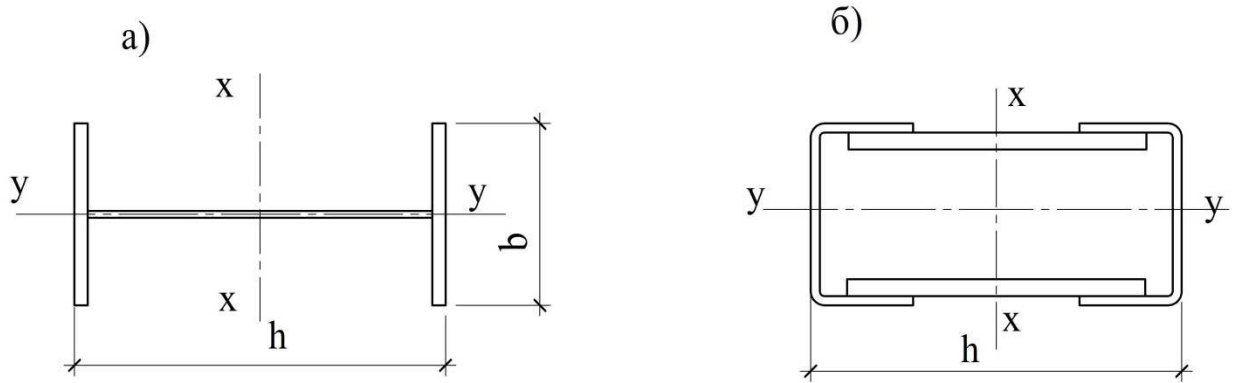


Рис. 3.6 – Конструктивные схемы стержневой рамы среднего ряда с проходом в теле колонны

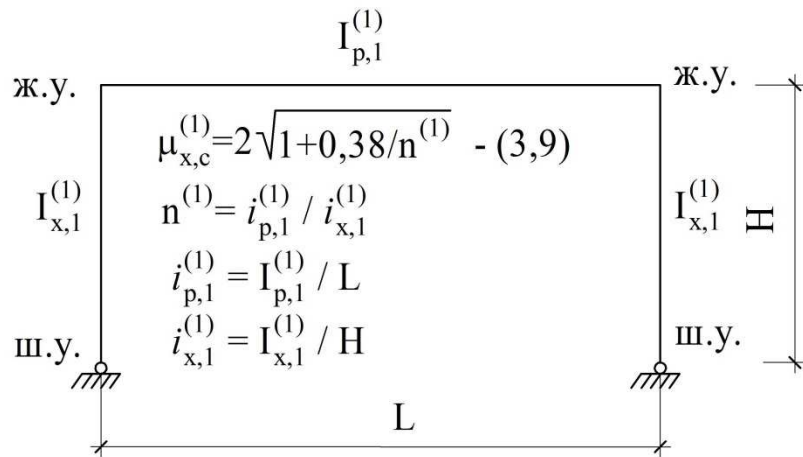


Рис. 3.7 – Расчетная схема однопролетной свободной поперечной рамы: верхние узлы - жесткие; нижние - шарнирные; поперечные сечения колонн - постоянное; ригель - эквивалентный стержень

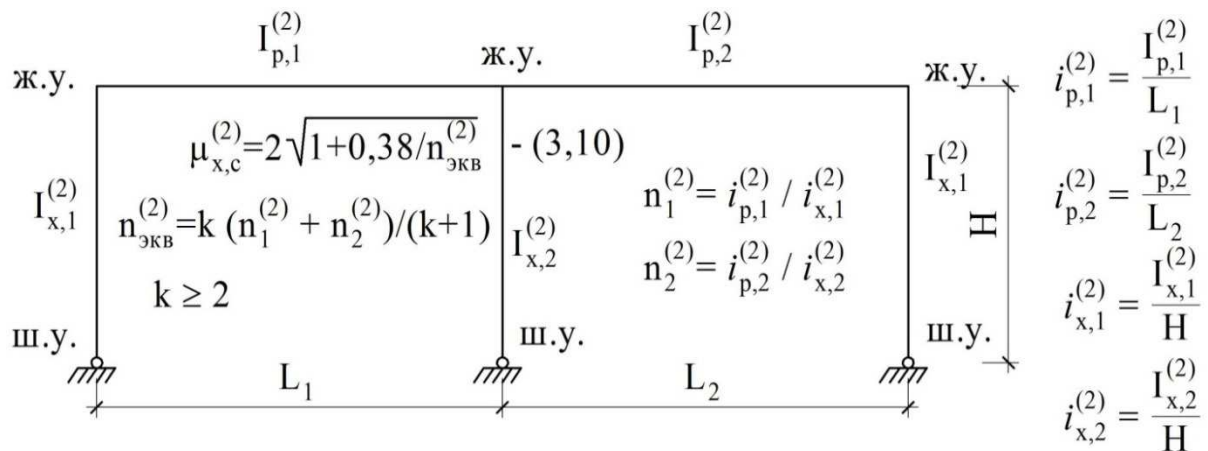


Рис. 3.8 – Расчетная схема двухпролетной свободной поперечной рамы: верхние узлы - жесткие; нижние - шарнирные; поперечные сечения колонн - постоянные; ригель - эквивалентные стержни

Рассмотрим вариант 1. Свободные рамы со стержнями колонн постоянного сечения в зданиях одноэтажных производственных бескрановых или с подвесными кранами:

В.1.1. Однопролетная поперечная рама (1) с нижними шарнирными и верхними жесткими узлами (рис. 3.7)

$$\mu_{x,c}^{(1)} = 2 \sqrt{1 + \frac{0,38}{n^{(1)}}}, \quad (3.9)$$

где $n^{(1)} = \left(J_{p,1}^{(1)} / L \right) / \left(J_{x,1}^{(1)} / H \right) = i_{p,1}^{(1)} / i_{x,1}^{(1)},$

$i_{p,1}^{(1)}, i_{x,1}^{(1)}$ – обычно называют погонными жесткостями соответственно ригеля и колонны;

индекс $< c >$ в коэффициенте $< \mu_{x,c} >$ относится к свободным рамам.

Здесь и далее везде для поперечных рам с колоннами постоянного сечения индексы (1), (2), (3), (4) означают следующие признаки:

- верхние индексы при коэффициентах $(\mu_x), (n)$ – соответствуют номеру варианта поперечной рамы;
- нижние индексы или их отсутствие при данных коэффициентах – соответствуют номеру колонны в раме, для которой определены данные коэффициенты.

В.1.2. Многопролетная поперечная рама (2) с нижними шарнирными и верхними жесткими узлами (рис. 3.8)

Здесь общий вид формулы (3.9) для определения $< \mu_{x,c}^{(2)} >$ не изменится, но входящие параметры в $< n^{(1)} >$ получают новые значения $n^{(1)} = n_{экв}^{(2)}$, и коэффициент приведения геометрической длины стоек (при их одинаковых высотах) будет иметь вид:

$$\mu_{x,c}^{(2)} = 2 \sqrt{1 + \frac{0,38}{n_{экв}^{(2)}}}, \quad (3.10)$$

где $n_{э\kappa\delta}^{(2)} = \kappa \cdot (n_1^{(2)} + n_2^{(2)}) / (\kappa + 1);$

$$n_1^{(2)} = i_{p,1}^{(2)} / i_{x,1}^{(2)}; \quad n_2^{(2)} = i_{p,2}^{(2)} / i_{x,2}^{(2)};$$

$$i_{p,1}^{(2)} = J_{p,1}^{(2)} / L_1; \quad i_{x,1}^{(2)} = J_{x,1}^{(2)} / H;$$

$$i_{p,2}^{(2)} = J_{p,2}^{(2)} / L_2; \quad i_{x,2}^{(2)} = J_{x,2}^{(2)} / H;$$

κ – учитывает число пролетов. В формуле (3.10) и на рис. 3.8 $\kappa = 2$, т.е. рама двухпролетная.

Таким образом, $\mu_{x,c}^{(2)}$ в формуле (3.10) является **в запас устойчивости** общим коэффициентом приведения для всех стоек многопролетной рамы.

В.1.3. Однопролетная поперечная рама (3) с нижними и верхними жесткими узлами (рис. 3.9)

$$\mu_{x,c}^{(3)} = \sqrt{\frac{n^{(3)} + 0,56}{n^{(3)} + 0,14}}, \quad (3.11)$$

где $n^{(3)} = (J_{p,1}^{(3)} / L) / (J_{x,1}^{(3)} / H) = i_{p,1}^{(3)} / i_{x,1}^{(3)};$

$i_{p,1}^{(3)}, i_{x,1}^{(3)}$ – аналогично предыдущим формулам погонные жесткости соответственно ригеля и колонны в расчетной схеме по рис. 3.9. Если верхние узлы шарнирные, то следует принять $n = 0$ и $\mu_{x,c} = 2$.

В.1.4. Многопролетная поперечная рама (4) с нижними и верхними жесткими узлами (рис. 3.10)

Здесь общий вид формулы (3.11) для определения $\mu_{x,c}^{(3)}$ не изменится, но входящие параметры в $\langle n^{(3)} \rangle$ получают новые значения $n^{(3)} = n_{э\kappa\delta}^{(4)}$, и коэффициент приведения геометрической длины стоек (при их одинаковой высоте) будет иметь вид:

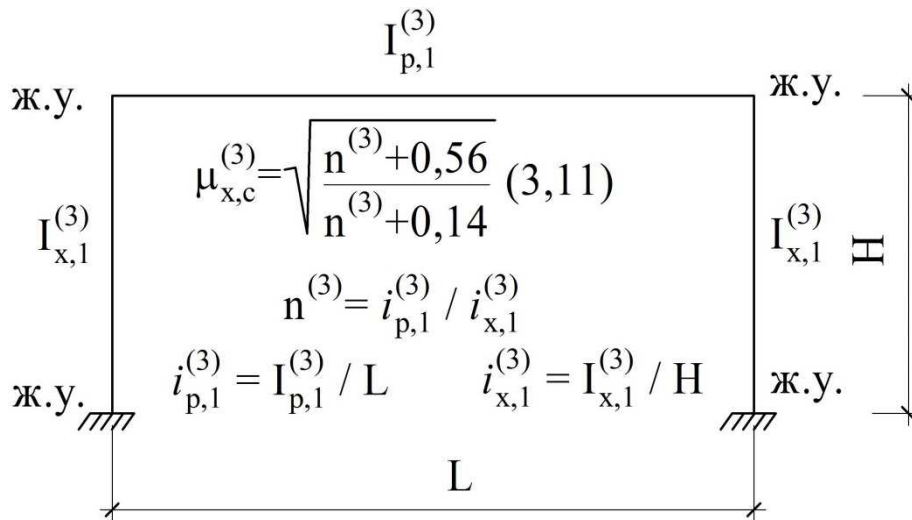


Рис. 3.9 – Расчетная схема однопролетной свободной поперечной рамы: верхние и нижние узлы - жесткие; поперечные сечения колонн - постоянные; ригель - эквивалентный стержень

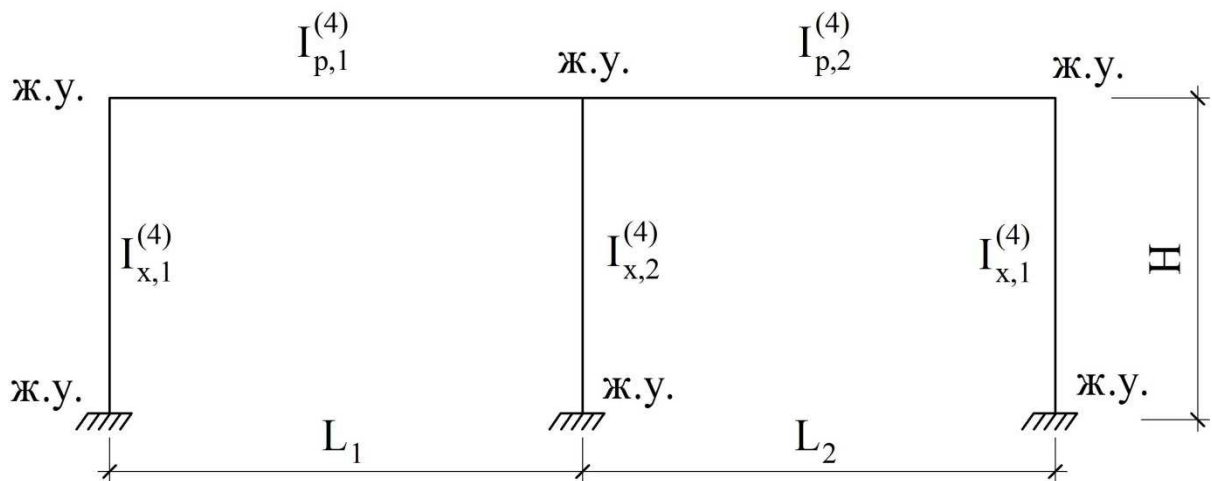


Рис. 3.10 – Расчетная схема двухпролетной свободной поперечной рамы: верхние узлы и нижние - жесткие; поперечные сечения колонн - постоянные; ригеля - эквивалентные стержни

$$\mu_{x,c}^{(4)} = \sqrt{(n_{\text{экв}}^{(4)} + 0,56) / (n_{\text{экв}}^{(4)} + 0,14)} \quad (3.11^*)$$

$$n_{\text{экв}}^{(4)} = k (n_1^{(4)} + n_2^{(4)}) / (k+1) \quad k \geq 2$$

$$n_1^{(4)} = i_{p,1}^{(4)} / i_{x,1}^{(4)} \quad n_2^{(4)} = i_{p,2}^{(4)} / i_{x,2}^{(4)}$$

$$i_{p,1}^{(4)} = \frac{I_{p,1}^{(4)}}{L_1} \quad i_{p,2}^{(4)} = \frac{I_{p,2}^{(4)}}{L_2} \quad i_{x,1}^{(4)} = \frac{I_{x,1}^{(4)}}{H} \quad i_{x,2}^{(4)} = \frac{I_{x,2}^{(4)}}{H}$$

$$\mu_{x,c}^{(4)} = \sqrt{\frac{n_{\text{эКВ}}^{(4)} + 0,56}{n_{\text{эКВ}}^{(4)} + 0,14}}, \quad (3.12)$$

где $n_{\text{эКВ}}^{(4)} = \kappa \cdot (n_1^{(4)} + n_2^{(4)}) / (\kappa + 1)$;

$$n_1^{(4)} = i_{p,1}^{(4)} / i_{x,1}^{(4)}; \quad n_2^{(4)} = i_{p,2}^{(4)} / i_{x,2}^{(4)};$$

$$i_{p,1}^{(4)} = J_{p,1}^{(4)} / L_1; \quad i_{x,1}^{(4)} = J_{x,1}^{(4)} / H;$$

$$i_{p,2}^{(4)} = J_{p,2}^{(4)} / L_2; \quad i_{x,2}^{(4)} = J_{x,2}^{(4)} / H;$$

κ – по прежнему учитывает число пролетов. В формуле (3.12) и на рис. 3.10 $\kappa = 2$, т.е. рама двухпролетная. Если верхние узлы шарнирные, то следует принять $n = 0$ и $\mu_{x,c} = 2$.

Рассмотрим далее вариант 2. Несвободные рамы со стержнями колонн постоянного сечения в бескрановых зданиях или с подвесными кранами:

В.2.1. Однопролетная поперечная рама с нижними шарнирными и верхними жесткими узлами (1) (рис. 3.11)

$$\mu_{x,n}^{(1)} = \sqrt{\frac{1 + 0,46 \cdot n^{(1)}}{1 + 0,93 \cdot n^{(1)}}}, \quad (3.13)$$

где $n^{(1)} = (J_{p,1}^{(1)} / L) / (J_{x,1}^{(1)} / H) = i_{p,1}^{(1)} / i_{x,1}^{(1)}$,

нижний индекс $<n>$ при $<\mu_x>$ означает $<\text{несвободная рама}>$.

Если верхние узлы шарнирные, то следует принять $n = 0$ и $\mu_{x,n} = 1$.

В.2.2. Многопролетная поперечная рама с нижними шарнирными и верхними жесткими узлами (2) (рис. 3.12)

Здесь общий вид формулы (3.13) для определения $<\mu_{x,n}^{(2)}>$ не изменится, но входящие параметры в $<n^{(1)}>$ получат новые значения

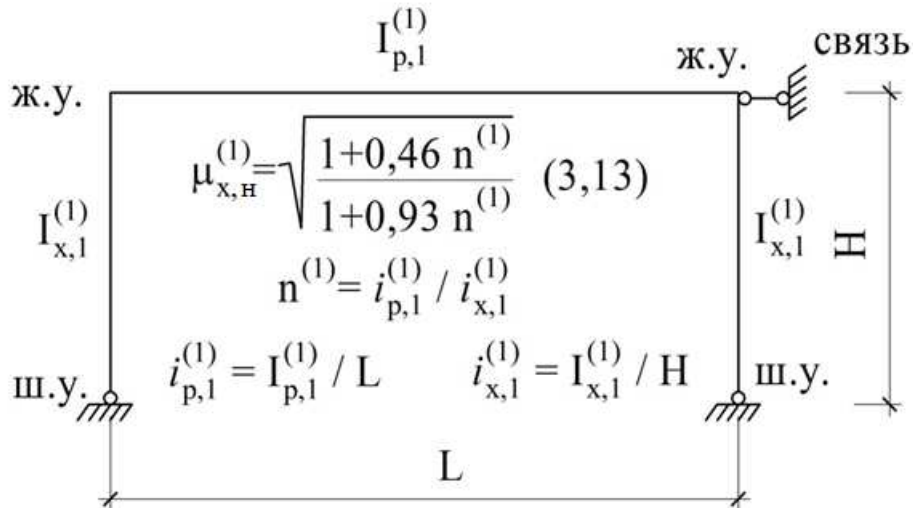


Рис. 3.11 – Расчетная схема однопролетной несвободной поперечной рамы: верхние узлы - жесткие; нижние узлы - шарнирные; поперечное сечения колонн - постоянное; ригель - эквивалентный стержень

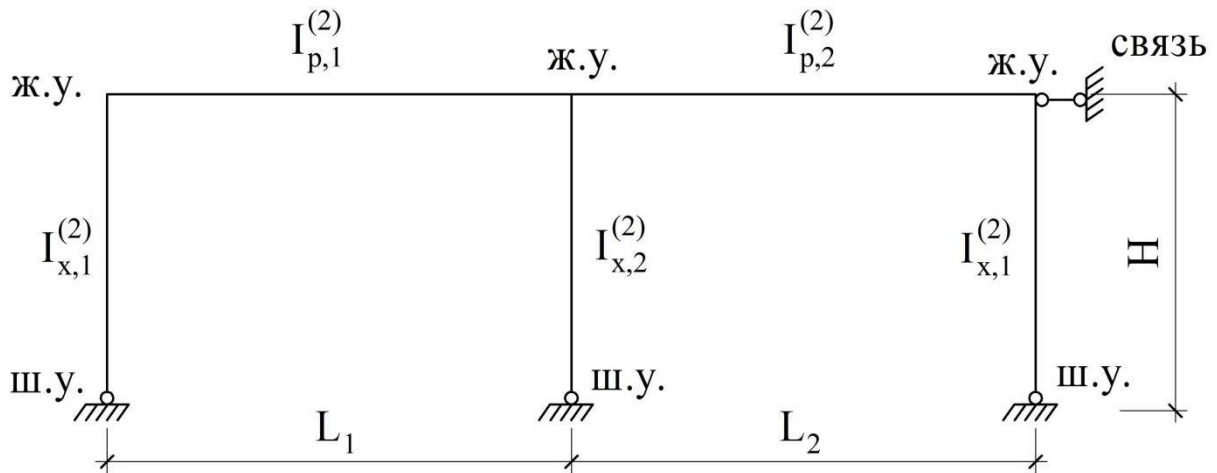


Рис. 3.12 – Расчетная схема двухпролетной несвободной поперечной рамы: верхние узлы - жесткие; нижние узлы - шарнирные; поперечные сечения колонн - постоянные; ригеля - эквивалентные стержни

$$\mu_{x,H}^{(2)} = \sqrt{(1+0,46 n_{\text{эКВ}}^{(2)}) / (1+0,93 n_{\text{эКВ}}^{(2)})} \quad (3.14)$$

$$n_{\text{эКВ}}^{(2)} = k (n_1^{(2)} + n_2^{(2)}) / (k+1) \quad k \geq 2$$

$$n_1^{(2)} = i_{p,1}^{(2)} / i_{x,1}^{(2)} \quad n_2^{(2)} = i_{p,2}^{(2)} / i_{x,2}^{(2)}$$

$$i_{p,1}^{(2)} = \frac{I_{p,1}^{(2)}}{L_1} \quad i_{p,2}^{(2)} = \frac{I_{p,2}^{(2)}}{L_2} \quad i_{x,1}^{(2)} = \frac{I_{x,1}^{(2)}}{H} \quad i_{x,2}^{(2)} = \frac{I_{x,2}^{(2)}}{H}$$

$n^{(1)} = n_{\text{экв}}^{(2)}$, и коэффициент приведения геометрической длины стоек к расчетной (при их одинаковой высоте) будет иметь вид:

$$\mu_{x,n}^{(2)} = \sqrt{\frac{1 + 0,46 \cdot n_{\text{экв}}^{(2)}}{1 + 0,93 \cdot n_{\text{экв}}^{(2)}}}, \quad (3.14)$$

где $n_{\text{экв}}^{(2)} = \kappa \cdot (n_1^{(2)} + n_2^{(2)}) / (\kappa + 1)$;

$$n_1^{(2)} = i_{p,1}^{(2)} / i_{x,1}^{(2)}; \quad n_2^{(2)} = i_{p,2}^{(2)} / i_{x,2}^{(2)};$$

$$i_{p,1}^{(2)} = J_{p,1}^{(2)} / L_1; \quad i_{x,1}^{(2)} = J_{x,1}^{(2)} / H;$$

$$i_{p,2}^{(2)} = J_{p,2}^{(2)} / L_2; \quad i_{x,2}^{(2)} = J_{x,2}^{(2)} / H;$$

κ – по прежнему учитывает число пролетов. В формуле (3.14) и на рис. 3.12 $\kappa = 2$, т.е. рама двухпролетная. Если верхние узлы шарнирные, то следует принять $n = 0$ и $\mu_{x,n} = 1$.

В.2.3. Однопролетная поперечная рама (3) с нижними и верхними жесткими узлами (рис. 3.13)

$$\mu_{x,n}^{(3)} = \sqrt{\frac{1 + 0,39 \cdot n^{(3)}}{2 + 1,54 \cdot n^{(3)}}}, \quad (3.15)$$

где $n^{(3)} = i_{p,1}^{(3)} / i_{x,1}^{(3)}; \quad i_{p,1}^{(3)} = J_{p,1}^{(3)} / L; \quad i_{x,1}^{(3)} = J_{x,1}^{(3)} / H$.

Если верхние узлы шарнирные, то следует принять $n = 0$ и $\mu_{x,n} = 0,707 \approx 0,71$.

В.2.4. Многопролетная поперечная рама (4) с нижними и верхними жесткими узлами (рис. 3.14)

Здесь, аналогично, общий вид формулы (3.15) для определения коэффициента $\mu_{x,n}^{(3)}$ не изменится, но входящие параметры в $\langle n^{(3)} \rangle$ получат новое значение $n^{(3)} = n_{\text{экв}}^{(4)}$, и коэффициент приведения геометрической длины стоек (при их одинаковой высоте) будет иметь вид:

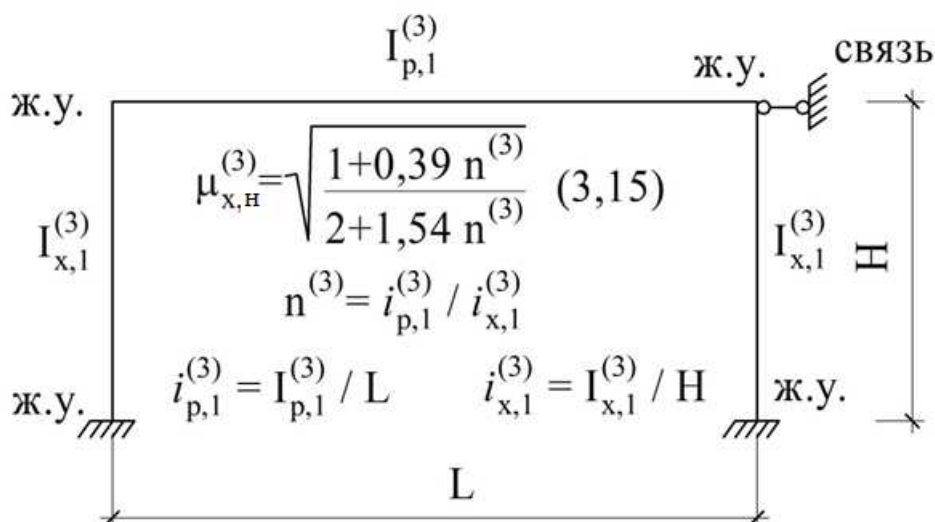


Рис. 3.13 – Расчетная схема однопролетной несвободной поперечной рамы: верхние и нижние узлы - жесткие; поперечные сечения колонн - постоянные; ригель - эквивалентный стержень

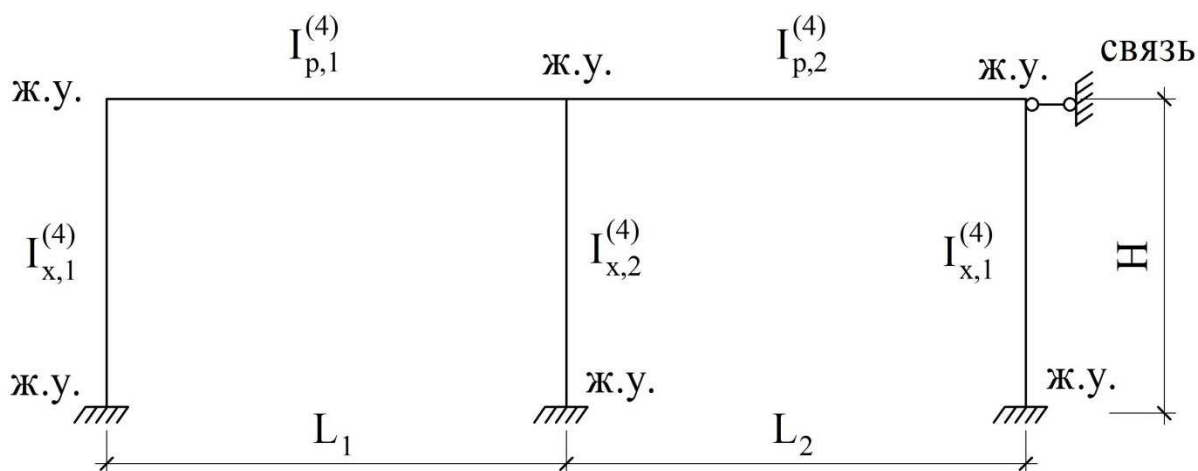


Рис. 3.14 – Расчетная схема двухпролетной несвободной поперечной рамы: верхние узлы и нижние - жесткие; поперечные сечения колонн - постоянные; ригеля - эквивалентные стержни

$$\mu_{x,n}^{(4)} = \sqrt{\frac{1 + 0,39 \cdot n_{\text{эКВ}}^{(4)}}{2 + 1,54 \cdot n_{\text{эКВ}}^{(4)}}}, \quad (3.16)$$

где $n_{\text{эКВ}}^{(4)} = \kappa \cdot (n_1^{(4)} + n_2^{(4)}) / (\kappa + 1);$

$$n_1^{(4)} = i_{p,1}^{(4)} / i_{x,1}^{(4)}; \quad n_2^{(4)} = i_{p,2}^{(4)} / i_{x,2}^{(4)};$$

$$i_{p,1}^{(4)} = J_{p,1}^{(4)} / L_1; \quad i_{x,1}^{(4)} = J_{x,1}^{(4)} / H;$$

$$i_{p,2}^{(4)} = J_{p,2}^{(4)} / L_2; \quad i_{x,2}^{(4)} = J_{x,2}^{(4)} / H;$$

$\kappa \geq 2$ – учитывает по прежнему число пролетов. В формуле (3.16) и на рис. 3.14 $\kappa = 2$, т.е. рама двухпролетная. Если верхние узлы шарнирные, то следует принять $n = 0$ и $\mu_{x,n} = 0,707 \approx 0,71$.

Примечание. При неравномерном нагружении верхних узлов в свободной одноэтажной раме и наличии жесткого диска покрытия или продольных связей по верху всех колонн коэффициент расчетной длины наиболее нагруженной колонны в плоскости рамы [23] следует уменьшить по формуле:

$$\mu_{ef} = \mu_x \cdot \sqrt{\frac{J_x \cdot \sum N_i}{N_x \cdot \sum J_i}} \geq 0,7 \cdot \mu_x, \quad (3.17)$$

где μ_x – коэффициент расчетных длин в свободной раме, полученный по формулам, указанным выше;

J_x, N_x – момент инерции поперечного сечения и нормальное усилие в наиболее нагруженной колонне рамы соответственно;

$\sum N_i, \sum J_i$ – суммы расчетных нормальных усилий и моментов инерции поперечных сечений всех колонн рассматриваемой рамы и четырех соседних колонн (по две с каждой стороны соответственно) при одинаковых сочетаниях нагрузок, которые вызывают усилие N_x в проверяемой колонне.

Пример расчета колонны постоянного сечения в поперечной раме бескранового одноэтажного производственного здания с определением расчетных длин в плоскости и из плоскости рамы приведен в учебном пособии [17, стр. 149].

б) В плоскости поперечной рамы для колонны постоянного сечения с консолями или одноступенчатой в зданиях с опорными мостовыми кранами

Вариант 1 (свободные рамы):

ВМ.1.1. Однопролетная поперечная рама с верхними шарнирными, а нижними жесткими узлами (рис. 3.15) и двухпролетная с аналогичными узлами (рис. 3.16)

$\mu_{1,x}^{(1)} = f(\alpha, n_1)$ – по табл. И.1 [4] и в соответствии с п. 10.3.7 [4], коэффициент расчетной длины нижней части колонны в плоскости рамы,

$$\text{где } \alpha_1 = \frac{H_{2,o,x}}{H_{1,o,x}} \cdot \sqrt{\frac{J_{x,1}}{\beta \cdot J_{x,2}}}, \quad (3.18)$$

$$\beta = (F_1 + F_2) / F_2. \quad (3.19)$$

Здесь: $F_1 + F_2$ – расчетные сочетания усилий для нижней части колонны поперечной рамы;

F_2 – тоже для верхней части колонны,

$$n_1 = (J_{x,2} / H_{2,o,x}) / (J_{x,1} / H_{1,o,x}) - \quad (3.20)$$

отношения погонных жесткостей участков колонн поперечной рамы;

$\mu_{2,x}^{(1)} = \mu_{1,x}^{(1)} / \alpha_1 \leq 3$ – коэффициент расчетной длины верхней части колонны в плоскости рамы.

Для двухпролетных рам, ступенчатых с верхними шарнирными и нижними жесткими узлами, в запас можно определять коэффициенты расчетных длин с учетом табл. И.1 [4] по следующим формулам:

$$\mu_{1,x}^{(1)} = f(\alpha_1, n_1, \beta_1) - \text{для нижнего участка крайней колонны};$$

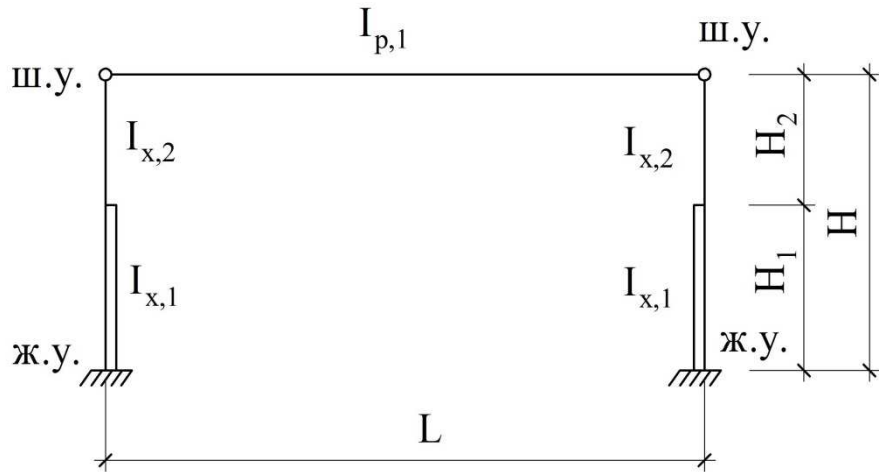


Рис. 3.15 – Расчетная схема однопролетной свободной поперечной рамы одноступенчатой: верхняя часть стержня - сплошного сечения; нижняя часть стержня - сплошного или сквозного сечения; ригель - эквивалентный стержень

$\mu_{1,x} = f(\alpha_1, n_1, \beta_1)$ – по табл. И.1 и табл.И:

$$\alpha_1 = \frac{H_2}{H_1} \sqrt{\frac{I_{x,1}}{\beta_1 \cdot I_{x,2}}} \quad \beta_1 = \frac{F_1 + F_2}{F_2} \quad n_1 = \frac{I_{x,2} / H_2}{I_{x,1} / H_1} \quad \mu_{2,x} = \mu_{1,x} / \alpha_1 \leq 3.0$$

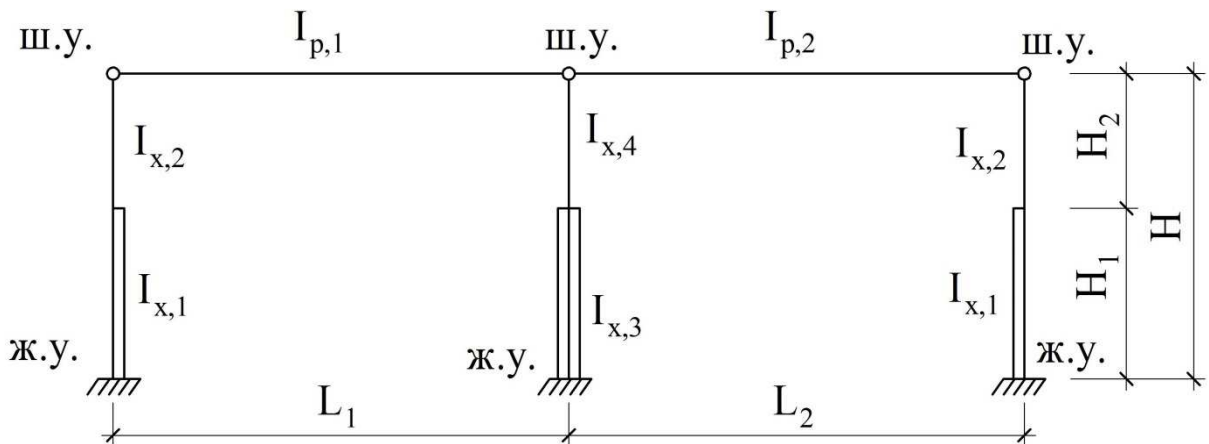


Рис. 3.16 – Расчетная схема многопролетной поперечной рамы, свободной одноступенчатой: верхние части стержней - сплошного сечения; нижние части стержней - сплошного или сквозного сечения; ригеля - эквивалентные стержни

$$\mu_{1,x}^{(1)} = \sqrt{[\mu_{12}^2 + \mu_{11}^2 (\beta_1 - 1)] / \beta_1}$$

$$\mu_{1,x}^{(2)} = \sqrt{[\mu_{12}^2 + \mu_{11}^2 (\beta_2 - 1)] / \beta_2}$$

Допускается определять:

- для крайних колонн (1) с учетом табл. И.3 [4] в свободной раме при числе $L > 2$;
- для средних колонн (2) с учетом табл. И.3 [4] в свободной раме при числе $L > 2$.

$\mu_{1,x}^{(2)} = f(\alpha_2, n_2, \beta_2)$ – для нижнего участка средней колонны;

здесь: $\alpha_1 = \frac{H_2}{H_1} \cdot \sqrt{\frac{J_{x,1}}{\beta_1 \cdot J_{x,2}}}$;

$$\alpha_2 = \frac{H_2}{H_1} \cdot \sqrt{\frac{J_{x,3}}{\beta_2 \cdot J_{x,4}}};$$

$\beta_1 = (F_1 + F_2)/F_2$ – для крайней колонны;

$\beta_2 = (F_3 + F_4)/F_4$ – для средней колонны;

$n_1 = (J_{x,2}/H_2)/(J_{x,1}/H_1)$ – для крайней колонны;

$n_2 = (J_{x,4}/H_2)/(J_{x,3}/H_1)$ – для средней колонны;

$\mu_{2,x}^{(1)} = \mu_{1,x}^{(1)}/\alpha_1 \leq 3,0$ – для крайней колонны;

$\mu_{2,x}^{(2)} = \mu_{1,x}^{(2)}/\alpha_2 \leq 3,0$ – для средней колонны.

ВМ.1.2. Многопролетная поперечная рама с верхними шарнирными, а нижними жесткими узлами (рис. 3.16), число пролетов > 2 .

Здесь согласно п. 10.3.7 [4] и [7, стр. 394-395] допускается упрощать расчет $\langle \mu_1 \rangle$ и $\langle \mu_2 \rangle$ за счет пренебрежения горизонтальными смещениями верхних узлов. В этом случае формула для вычисления коэффициента $\mu_{1,x}^{(i)}$ одной из колонн (i) свободной рамы предлагается в [4] в следующей форме

$$\mu_{1,x}^{(i)} = \sqrt{\left[\mu_{12}^{(i)}\right]^2 + \left[\mu_{11}^{(i)}\right]^2} \cdot (\beta_{(i)} - 1)/\beta_{(i)}, \quad (3.22)$$

где: коэффициенты $\mu_{12}^{(i)}$, $\mu_{11}^{(i)}$ для конкретной колонны определяются по табл. И.3 [4] в зависимости от отношений: J_2/J_1 – для крайней колонны, J_4/J_3 – для средних колонн и $H_{2,o}/H_{1,o}$ – при одинаковых значениях $H_{2,o}$ и $H_{1,o}$ в любой колонне многопролетной рамы;

$\beta_1 = (F_1 + F_2)/F_2$ – при совместном действии сил F_1 и F_2 крайних колоннах;

$\beta_2 = (F_3 + F_4)/F_4$ – тоже в средних колоннах.

Тогда для конкретной многопролетной рамы, например, двухпролетной, будем иметь:

$$\mu_{1,x}^{(1)} = \sqrt{[\mu_{12}^{(1)}]^2 + [\mu_{11}^{(1)}]^2 \cdot (\beta_{(1)} - 1)/\beta_{(1)}} - \quad (3.23)$$

для **нижней части крайних** колонн,

$$\text{где } \mu_{12}^{(1)} = f(J_2/J_1, H_{2,o}/H_{1,o}) - \quad (3.24)$$

по табл. **И.3 [4]** при $F_1 = 0$;

$$\mu_{11}^{(1)} = f(J_2/J_1, H_{2,o}/H_{1,o}) - \quad (3.25)$$

по табл. **И.3 [4]** при $F_2 = 0$;

$$\mu_{1,x}^{(2)} = \sqrt{[\mu_{12}^{(2)}]^2 + [\mu_{11}^{(21)}]^2 \cdot (\beta_{(2)} - 1)/\beta_{(2)}} - \quad (3.26)$$

для **нижней части средних** колонн в двухпролетной раме,

$$\text{где } \mu_{12}^{(2)} = f(J_4/J_3, H_{2,o}/H_{1,o}) - \quad (3.27)$$

по табл. **И.3 [4]** при $F_3 = 0$;

$$\mu_{11}^{(2)} = f(J_4/J_3, H_{2,o}/H_{1,o}) - \quad (3.28)$$

по табл. **И.3 [4]** при $F_4 = 0$.

Коэффициенты расчетных длин для **верхних участков колонн** будут определяться соответственно по формулам:

$$\mu_{2,x}^{(1)} = \mu_{1,x}^{(1)} / \alpha_1^{(1)} - \quad (3.29)$$

для **крайних колонн**;

$$\text{где } \alpha_1^{(1)} = \frac{H_{2,o}}{H_{1,o}} \cdot \sqrt{\frac{J_{x,1}}{\beta_1 \cdot J_{x,2}}}; \quad (3.30)$$

$$\mu_{2,x}^{(2)} = \mu_{1,x}^{(2)} / \alpha_1^{(2)} - \quad (3.31)$$

для **средних колонн**;

$$\text{где } \alpha_1^{(2)} = \frac{H_{2,o}}{H_{1,o}} \cdot \sqrt{\frac{J_{x,3}}{\beta_1 \cdot J_{x,4}}} \quad (3.32)$$

Здесь везде верхние индексы (1), (2) – означают соответствующие номера крайних или средних колонн.

ВМ.1.3. Однопролетная поперечная рама с верхними и нижними жесткими узлами (рис. 3.17)

Здесь согласно Приложения И [4], п. И.5; [7, стр. 394-395] формулы для определения коэффициента $\mu_{1,x}^{(1)}$ в соответствии с п. 10.3.7 [4] установлены с учетом табл. И.2 [4], т.е.

$$\left. \begin{aligned} \mu_{1,x}^{(1)} &= f(\alpha_1, n_1, \beta_1) \text{ по табл. И.4,} \\ \text{где } \alpha_1 &= \frac{H_{2,o,x}}{H_{1,o,x}} \sqrt{\frac{J_{x,1}}{\beta_1 \cdot J_{x,2}}} \text{ по табл. И} \\ \beta_1 &= (F_1 + F_2)/F_2 \text{ по табл. И} \end{aligned} \right\} \quad (3.33)$$

$n_1 = (J_{x,2}/H_{2,o,x})/(J_{x,1}/H_{1,o,x})$ – по табл. И, как при закреплении верхних узлов от поворота, но с возможным горизонтальным смещением;

$\mu_{2,x}^{(1)} = \mu_{1,x}^{(1)}/\alpha_1 \leq 3$ – коэффициент расчетной длины для верхней части колонны в плоскости рамы.

ВМ.1.4. Многопролетная поперечная рама с верхними и нижними жесткими узлами (рис. 3.18)

Здесь согласно Приложения И, И.5 [4] и [7, стр. 394-395] принимается упрощенная формула (3.22) для нижних участков при вычислении коэффициентов приведения $\mu_{1,x}^{(i)}$ геометрических длин участков ($H_{1,o,x}$), ($H_{2,o,x}$) к их расчетным длинам ($H_{1,ef,x}$), ($H_{21,ef,x}$), преобразованная по аналогии в формулы (3.23) и (3.26) для нижних участков крайних и средних колонн, а для верхних участков колонн по формулам, аналогичным (3.29) и (3.31). При этом коэффициенты $\mu_{12}^{(1)}$, $\mu_{11}^{(1)}$, $\mu_{12}^{(2)}$, $\mu_{11}^{(2)}$ вычисляются

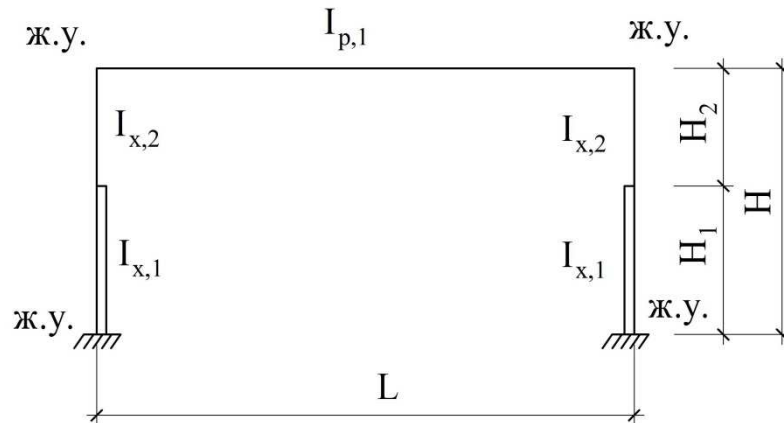


Рис. 3.17 – Расчетная схема однопролетной поперечной рамы, свободной одноступенчатой: верхние и нижние узлы - жесткие; верхние части стержней - сплошного сечения; нижние части стержней - сплошного и сквозного сечения; ригель - эквивалентный стержень

$$\mu_{1,x}^{(1)} = f(\alpha_1, n_1, \beta_1) - \text{по табл. И.2 [4]}. \quad \beta_1 = \frac{F_1 + F_2}{F_2} - \text{из табл. И [4]}.$$

$$\alpha_1 = \frac{H_{2,o}}{H_{1,o}} \sqrt{\frac{J_{x,1}}{\beta_1 \cdot J_{x,2}}} - \text{из табл. И.2 [4]}. \quad n_1 = \frac{J_{x,2}/H_{2,o}}{J_{x,1}/H_{1,o}} - \text{из табл. И [4]}.$$

$$\mu_{2,x} = \mu_{1,x} / \alpha_1 \leq 3.0$$

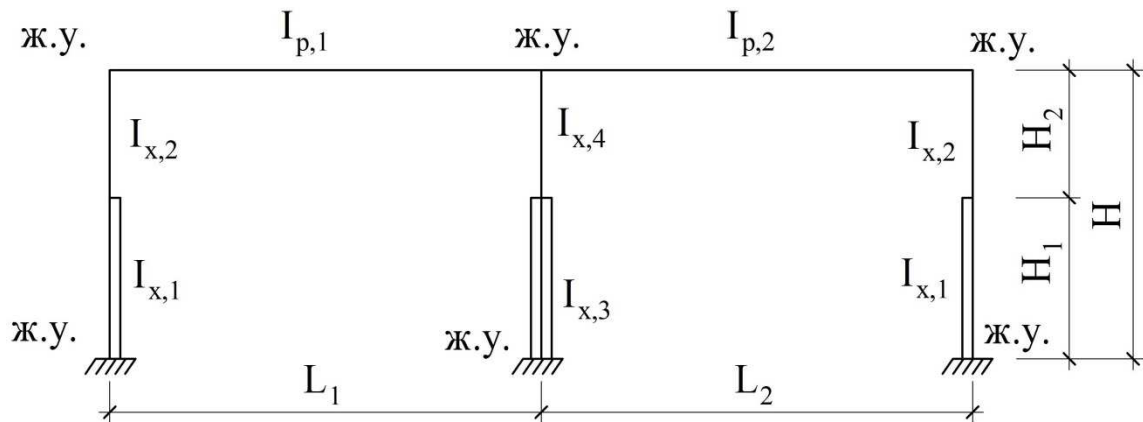


Рис. 3.18 – Расчетная схема двух и многопролетной поперечной рамы, свободной одноступенчатой: верхние и нижние узлы - жесткие; верхние части колонн - сплошного сечения; нижние части - сплошного или сквозного сечения; ригеля - эквивалентные стержни

$$\mu_{2,x}^{(1)} = \mu_{1,x}^{(1)} / \alpha_1^{(1)} \quad - \text{для крайних колонн } (I_{x,2})$$

$$\mu_{2,x}^{(2)} = \mu_{1,x}^{(2)} / \alpha_2^{(2)} \quad - \text{для средних колонн } (I_{x,4})$$

$$\mu_{1,x}^{(1)} = f(\mu_{12}^{(1)}, \mu_{11}^{(1)}, \beta_1) \quad - \text{по табл. И.2 и И.5 [4] и по формуле (3.23) - для крайних колонн}$$

$$\mu_{1,x}^{(2)} = f(\mu_{12}^{(2)}, \mu_{11}^{(2)}, \beta_2) \quad - \text{тоже для средних колонн и по формуле (3.26)}$$

по **табл. И.5** в зависимости от отношений моментов инерции и геометрических участков колонн по формулам, аналогичным (3.24), (3.25), (3.27), (3.28).

Вариант 2 (несвободные рамы):

ВМ.2.1÷ВМ.2.4. Однопролетная и многопролетная несвободные поперечные рамы с верхними шарнирными и нижними жесткими узлами (рис. 3.19; 3.20) имеют для определения коэффициентов расчетных длин нижних и верхних участков колонн те же формулы, что и **соответствующие свободные** рамы: с верхними шарнирными узлами – по формулам (3.22), (3.23), (3.26), (3.29), (3.31) с применением **табл. И.3 [4]**; с верхними жесткими узлами – по тем же формулам, но с применением **табл. И.5 (рис. 3.21; 3.22)**.

Примеры расчета колонн постоянного поперечного сечения с консолями или одноступенчатых в поперечных рамах производственных зданий с опорными мостовыми кранами с определением расчетных длин в плоскости и из плоскости рамы приведены в учебных пособиях [17, стр. 154 - 163], [7, стр. 414 - 424].

в) Из плоскости поперечной рамы с колоннами любого сечения:

- расчетные длины участков колонн следует принимать равными расстояниям между закрепленными от смещения из плоскости рамы точками (узлами), т.е. для нижнего и верхнего участков соответственно будут иметь:

$$\left. \begin{aligned} l_{ef,y,1} &= H_{o,y,1}, \quad (\mu_{y_1}) = 1 \\ l_{ef,y,2} &= H_{o,y,2}, \quad (\mu_{y_2}) = 1 \end{aligned} \right\} \quad (3.34)$$

- допускается (п. 10.3.9 [4]) определять расчетные длины $< l_{ef,y} >$ на основе расчетных схем, учитывающих фактические условия закрепления концов колонн, т.е. с $\mu_y \leq 1$, как центрально сжатых.

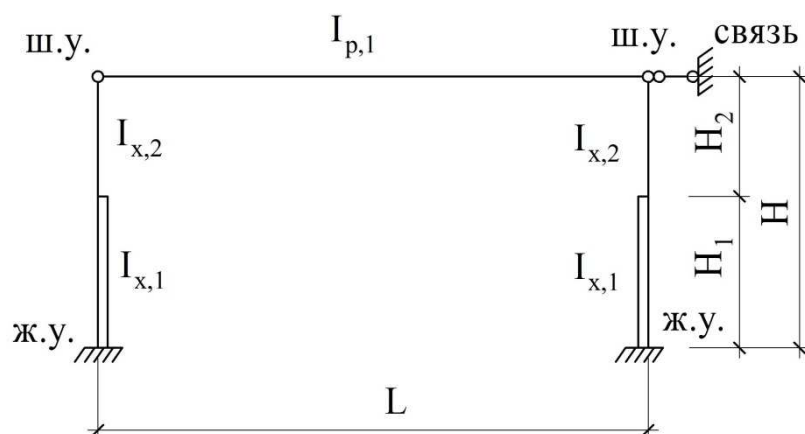


Рис. 3.19 – Расчетная схема однопролетной поперечной рамы, несвободной одноступенчатой: верхние узлы - шарнирные; нижние узлы - жесткие; верхние части стержней - сплошного сечения; нижние части стержней - сплошного или сквозного сечения; ригель - эквивалентный стержень

$\mu_{1,x}^{(1)} = \sqrt{[\mu_{12}^2 + \mu_{11}^2 (\beta_1 - 1)] / \beta_1}$ - коэффициент расчетной длины нижней части стержня (формула 3.23) в несвободной раме
 μ_{12}, μ_{11} - формула (3.24); (3.25);

$\beta_1 = (F_1 + F_2) / F_2$ - по табл. И [4].

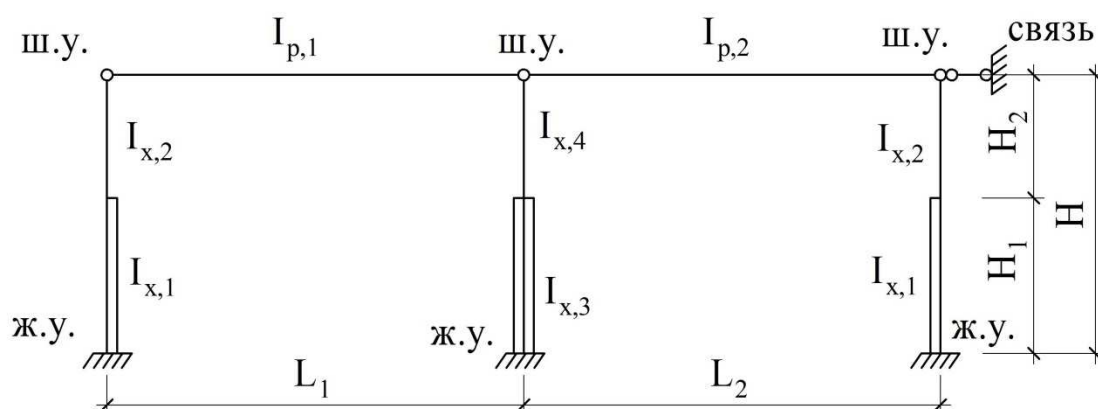


Рис. 3.20 – Расчетная схема двух и многопролетной поперечной рамы, несвободной одноступенчатой: верхние узлы - шарнирные; нижние узлы - жесткие; верхние части стержней - сплошного сечения; нижние части - сплошного или сквозного сечения; ригеля - эквивалентные стержни

$$\mu_{1,x}^{(1)} = \sqrt{[\mu_{12}^2 + \mu_{11}^2 (\beta_1 - 1)] / \beta_1}$$

– коэффициент расчетной длины нижней части стержня крайней колонны по табл. И.3 [4] в несвободной раме

$$\mu_{1,x}^{(2)} = \sqrt{[\mu_{12}^2 + \mu_{11}^2 (\beta_2 - 1)] / \beta_2}$$

– тоже для средней колонны по табл. И.3 [4] в несвободной раме

$$\beta_1 = (F_1 + F_2) / F_2 \quad \text{– для крайней колонны}$$

$$\beta_2 = (F_3 + F_4) / F_4 \quad \text{– для средней колонны}$$

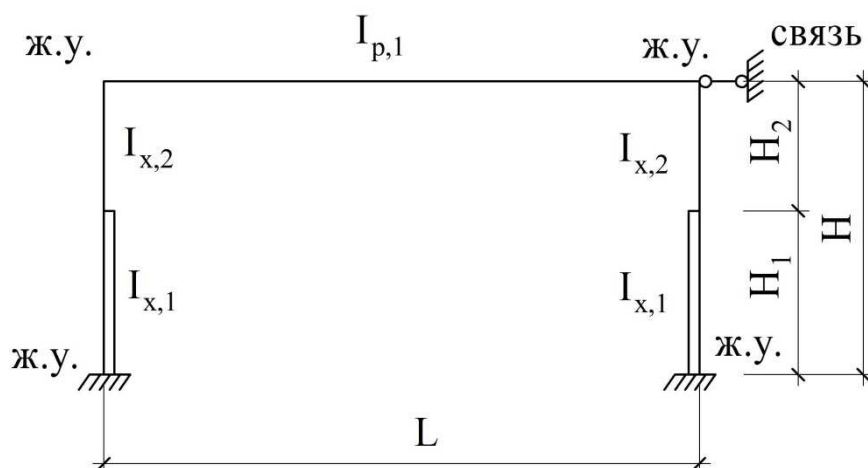


Рис. 3.21 – Расчетная схема однопролетной поперечной рамы, несвободной одноступенчатой: верхние и нижние узлы – жесткие

$\mu_{1,x}^{(1)} = \sqrt{[\mu_{12}^2 + \mu_{11}^2 (\beta_1 - 1)] / \beta_1}$ – коэффициент расчетной длины нижней части стержня по табл. И.5, И.4 [4].

$\mu_{2,x} = \mu_{1,x} / \alpha_1 \leq 3.0$ – то же верхней части стержня

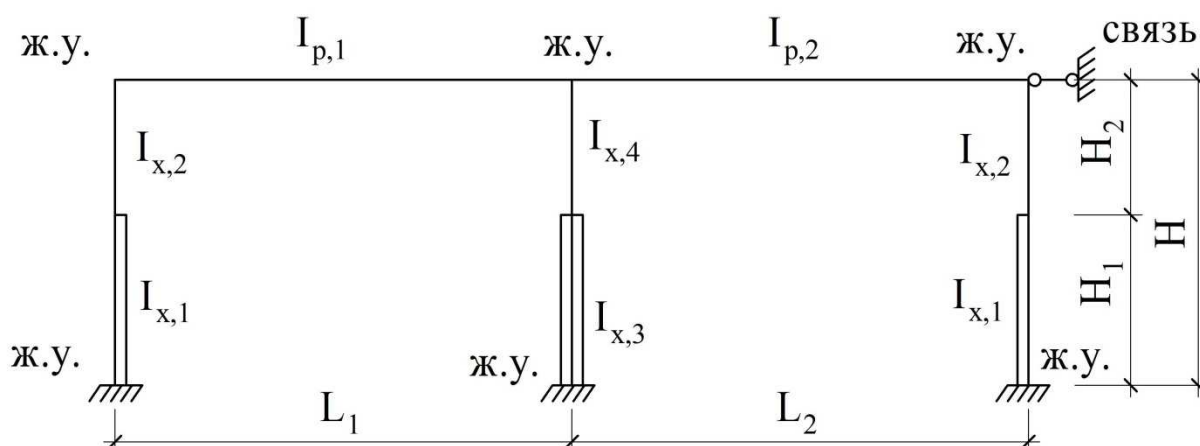


Рис. 3.22 – Расчетная схема двух и многопролетной поперечной рамы, несвободной одноступенчатой: верхние и нижние узлы – жесткие; верхние части колонн – сплошного сечения; нижние части – сплошного или сквозного сечения; ригеля – эквивалентные стержни

$\mu_{1,x}^{(1)} = \sqrt{[\mu_{12}^2 + \mu_{11}^2 (\beta_1 - 1)] / \beta_1}$ – коэффициент расчетной длины нижней части стержня крайней колонны по табл. И.5, И.4 [4].

$\mu_{1,x}^{(2)} = \sqrt{[\mu_{12}^2 + \mu_{11}^2 (\beta_2 - 1)] / \beta_2}$ – тоже для средней колонны по табл. И.5, И.4 [4].

$\beta_2 = (F_3 + F_4) / F_4$ – для средней колонны

3.2.2. Конструктивный расчет сплошного стержня колонны постоянного поперечного сечения в системе свободной поперечной рамы ОПЗ, оборудованного опорными мостовыми кранами

а) Уточнение элементов поперечного сечения по рис. 2.5 и его геометрических характеристик:

$h_{1(2)} \leq 500 \text{ мм}$ – высота двутавра в поперечных рамах с режимами работы мостовых кранов в пределах $1\text{К} \div 6\text{К}$;

$h_{\omega} = h_{1(2)} - 2t_f$ – высота стенки;

$t_f = (3 \div 2)t_{\omega}$ – толщина пояса;

$t_{\omega} = (6 \div 12) \text{ мм}$ – толщина стенки;

e_f – ширина пояса двутавра, $e_f \leq h_2$, $e_{f,cr} = (250 \div 300) \text{ мм}$;

$$J_{2,x,факт} = J_{1,x} = \frac{t_{\omega} \cdot h_{\omega}^3}{12} + 2e_f \cdot t_f \cdot \left(\frac{h_{\omega}}{2} + \frac{t_f}{2} \right)^2 \text{ – момент инерции}$$

стержня колонны постоянного сечения с учетом того, чтобы $J_{1(2),x,факт} \approx J_{1(2),x}$ по п. 2.6 и Приложению 1, величины которых могут быть назначены в статическом расчете на ЭВМ.

$$A_{1(2)} = 2A_f + A_{\omega},$$

где $A_f = e_f \cdot t_f$ – площадь одного пояс а;

$$A_{\omega} = t_{\omega} \cdot h_{\omega} \text{ – площадь стенки,}$$

$A_{1(2)}$ – полная площадь поперечного сечения стержня по п. 2.6 и Приложению 1.

б) Проверка общей устойчивости стержня в плоскости поперечной рамы

В рассматриваемом случае это относится или к верхней части **одно-ступенчатой** колонны в поперечной раме по рис. 3.2,а,б, или к колонне (верхние узлы шарнирные $\langle a \rangle$ и жесткие $\langle б \rangle$) постоянного сечения по

высоте поперечной рамы по рис. 3.1,а,б (верхние узлы шарнирные $\langle a \rangle$ и жесткие $\langle b \rangle$).

Последовательность проверки общей устойчивости стержня:

- определяется расчетная длина нижней части колонны в плоскости поперечной рамы по методике, изложенной в п. 3.2.1,б (свободная рама):

$$l_{ef,1,x} = \mu_{1,x} \cdot H_{1,o,x}, \quad (3.35)$$

где $H_{1,o,x}$ – геометрическая длина нижней части колонны на основе вертикальной компоновки рамы (см. п.1.5,а);

$\mu_{1,x} = \mu_{1,x}^{(1,2)}$ – коэффициент приведения к расчетной длине нижней части колоны ($\mu_{1,x}$ – в однопролетной раме, $\mu_{1,x}^{(1)}$ – в колонне крайнего ряда **многопролетной рамы**, $\mu_1^{(2)}$ – в колонне **среднего ряда**) по формулам (3.23 – 3.25) – для колонны крайнего ряда, (3.26 – 3.28) – для колонны среднего ряда соответственно;

- определяется расчетная длина верхней части колонны в плоскости поперечной рамы также по методике, изложенной в п. 3.2.1,б:

$$l_{ef,2,x} = \mu_{2,x} \cdot H_{2,o,x}, \quad (3.36)$$

где $H_{2,o,x}$ – геометрическая длина верхней части колонны также на основе вертикальной компоновки поперечной рамы (см. п.1.5,а);

$\mu_{2,x}$ – коэффициент приведения геометрической длины $H_{2,o,x}$ к расчетной $l_{ef,2,x}$:

$$\mu_{2,x}^{(1,2)} = \mu_{1,x}^{(1,2)} / \alpha \leq 3 \text{ по формулам:}$$

$\alpha = \alpha_1$ – по формуле (3.18) в однопролетной раме;

$\alpha = \alpha_1^{(1)}$ – по формуле (3.30) для крайней колонны многопролетной рамы;

$\alpha = \alpha_1^{(2)}$ – по формуле (3.32) для средней колонны многопролетной рамы.

Примечание.

Коэффициенты α , $\alpha_1^{(1)}$, $\alpha_1^{(2)}$ для колонн постоянного поперечного сечения при $J_{2,x} = J_{1,x}$, $J_{3,x} = J_{4,x}$ – будут иметь следующий вид:

$\alpha_1 = \alpha_1^{(1)} = (H_{2,o,x} / H_{1,o,x}) \cdot \sqrt{1/\beta_1}$ – для колонн крайнего ряда,
 $\beta_1 = (F_1 + F_2) / F_2$;

$\alpha_1 = \alpha_1^{(2)} = (H_{2,o,x} / H_{1,o,x}) \cdot \sqrt{1/\beta_2}$ – для колонн среднего ряда с пролетами одинаковой высоты колонн, $\beta_2 = (F_3 + F_4) / F_4$.

• проверяется общая устойчивость стержня колонны в плоскости рамы по формулам:

$$\sigma_e = N_{1(2)} / (\varphi_{e,1(2)} \cdot A_{1(2)}) \leq R_y \cdot \gamma_c \quad (3.37)$$

или $N_{1(2)} / (\varphi_{e,1(2)} \cdot A_{1(2)} \cdot R_y \cdot \gamma_c) \leq 1$,

где $N_{1(2)}$ – нормальное усилие из наибольшего расчетного сочетания (N, M, Q) , действующего на нижнюю или верхнюю части стержня колонны по п. 2.9: или из одной комбинации усилий с наибольшими значениями $< M >$ и $< N >$ независимо от знака изгибающего момента, или из двух комбинаций, если макс $|M|$ не совпадают с макс N :

1) макс $|M|$, N_{cor} ; 2) макс N , M_{cor} .

В последнем случае комбинаций усилий поверочный расчет на общую устойчивость следует выполнять на обе комбинации;

$\varphi_{e,1(2)} = f(\bar{\lambda}_{x,1(2)}, m_{ef,1(2)})$ – наименьшее значение коэффициента устойчивости по табл. Д.3 [4] при сжатии с изгибом (внецентренном сжатии) соответственно для нижней части $(\varphi_{e,1})$ и верхней части $(\varphi_{e,2})$ стержня колонны.

Здесь: $\bar{\lambda}_{x,1(2)} = \lambda_{x,1(2)} \cdot \sqrt{R_y/E}$ – условная **гибкость** соответственно нижнего (1) и верхнего (2) участков стержня колонны, в которой $\lambda_{x,1} = \lambda_{ef,1,x}/i_{1,x}$; $\lambda_{x,2} = \lambda_{ef,2,x}/i_{2,x}$; $i_{1(2),x} = \sqrt{J_{1(2),x}/A_{1(2)}}$; $i_{2,x} = i_{1,x}$ – при постоянном поперечном сечении стержня;

$m_{ef,1(2)} = \eta \cdot m_{1(2)}$ – приведенный эксцентриситет соответственно для нижней (1) и верхней (2) частей колонны. Здесь $m_{1(2)} = e_{1(2)} \cdot A/W_c$, $e_{1(2)} = M_{1(2)}/N_{1(2)}$ – относительный и абсолютный эксцентриситеты, определяемые с учетом п. 9.2.3 [4]; η – коэффициент влияния формы сечения по табл. Д.2 [4]; $A = A_{(1)} = A_{(2)}$; $W_c = W_{c,(1)} = W_{c,(2)}$ – для стержня колонны постоянного сечения по высоте.

Примечания:

- при значениях $m_{ef,1(2)} > 20$ расчет на сжатие с изгибом (внецентренное сжатие) вырождается в расчет такого стержня как изгибаемого;
- проверку устойчивости стержня по формулам (3.37) можно считать окончательной (для стержня постоянного поперечного сечения), если левая часть неравенства (3.37) $< \sigma_e >$ получится меньше правой $< R_y \cdot \gamma_c >$ в пределах 5%, иначе в целях экономии стали следует скорректировать поперечное сечение в сторону его уменьшения;
- если, наоборот, левая часть неравенства (3.37) $< \sigma_e >$ окажется больше правой $< R_y \cdot \gamma_c >$ (что недопустимо), то следует скорректировать поперечное сечение в сторону увеличения до величины, удовлетворяющей требованиям формул (3.37) с недонапряжением в пределах 5%.

в) Проверки местной устойчивости стенки и поясов стержня колонны:

- **проверки местной устойчивости стенки:**

$$\bar{\lambda}_{\omega,1(2)} = \lambda_{\omega,1(2)} \cdot \sqrt{R_y/E} \leq \bar{\lambda}_{и\omega}, - \quad (3.38)$$

где $\lambda_{\omega} = h_{\omega}/t_{\omega}$ – абсолютная гибкость стенки;

$\bar{\lambda}_{\omega}$ – условная гибкость стенки;

$\bar{\lambda}_{u\omega}$ – предельная условная гибкость стенки, определяемая по [4],

табл. 22 в трех вариантах:

$$1) \bar{\lambda}_{u\omega,1(2)} = 1,3 + 0,15(\bar{\lambda}_{x,1(2)})^2 - \quad (3.39)$$

для поперечного сечения в форме двутавра (рис. 2.5) при величинах пара-

метров: $1 \leq m_{x,1(2)} \leq 10$; $m_x = \frac{M_x}{N} \cdot \frac{A}{W_c}$; $c \cdot \Phi_{y,1(2)} > \Phi_{e,1(2)}$;

$\bar{\lambda}_{x,1(2)} = \lambda_{ef,x,1(2)}/i_{x,1(2)} < 2$; $i_{x,1} = i_{x,2}$ – соответственно для нижнего (1) и верхнего (2) участков стержня (постоянного поперечного сечения) при $m_{x,1(2)}$ по п. 9.2.6 [4];

$$2) \bar{\lambda}_{u\omega,1(2)} = 1,2 + 0,35\bar{\lambda}_{x,1(2)} \leq 3,1 - \quad (3.40)$$

также для поперечного сечения в форме двутавра при величинах параметров: $1 \leq m_{x,1(2)} \leq 10$; $c \cdot \Phi_{y,1(2)} > \Phi_{e,1(2)}$; $\bar{\lambda}_{x,1(2)} = \lambda_{ef,x,1(2)}/i_{x,1(2)} \geq 2$ – аналогично для нижних (1) и верхних (2) участков стержня колонны при $m_{x,1(2)}$ по п. 9.2.6 [4];

$$3) \bar{\lambda}_{u\omega,1(2)} = 1,42 \sqrt{\frac{c_{cr} \cdot R_y \cdot \gamma_c}{\sigma_1 \left(2 - \alpha + \sqrt{\alpha^2 + 4\beta^2} \right)}} \leq 0,7 + 2,4\alpha - \quad (3.41)$$

также для поперечного сечения в форме двутавра при величинах параметров: $c \cdot \Phi_{y,1(2)} \leq \Phi_{e,1(2)}$; $1 \leq \alpha \leq 2$; α , β – коэффициенты к табл. 22

[4]; $\alpha = (\sigma_1 - \sigma_2)/\sigma_1$ – отношение разности напряжений у расчетных границ стенки: σ_1 – наибольшее сжимающее напряжение (в формуле (3.41) и в коэффициенте α берется без знака), σ_2 – соответствующее напряжение у противоположной границы стенки (берется со своим знаком), $\beta = f(\alpha)$ – по табл. 21 [4]; $C_{cr} = f(\alpha)$ по табл. 17 [4];

c – по формулам (112-114) [4]; $c \leq c_{max}$, c_{max} – по формулам (Д.1), (Д.2) [4]; $m_{x,1(2)}$ – по п. 9.2.6 [4] – аналогично для нижнего (1) и верхнего (2) участков стержня колонны.

• **проверка местной устойчивости сжатых поясов стержня колонны:**

$$\bar{\lambda}_{f,y} = \lambda_{f,y} \cdot \sqrt{R_y / E} \leq \bar{\lambda}_{uf,y}, - \quad (3.42)$$

условная гибкость сжатого пояса;

$\lambda_{f,y} = (e_{ef} / t_f)_y$ – абсолютная гибкость неокаймленного свеса пояса;

$$\bar{\lambda}_{uf,y} = \bar{\lambda}_{uf,c} - 0,01(1,5 + 0,7 \cdot \bar{\lambda}_{x,1(2)} \cdot m_{x,1(2)}) - \quad (3.43)$$

– предельная условная гибкость свеса пояса при гибкости стержня $0,8 \leq \bar{\lambda}_x \leq 4$ по [4],

где – $\lambda_{x,1(2)}$ – для рассматриваемой рамы, оборудованной мостовыми кранами, следует рассматривать отдельно для нижнего (1) и верхнего (2) участков стержня в ее плоскости;

здесь $\bar{\lambda}_{uf,c} = 0,36 + 0,10 \cdot \bar{\lambda}_{x,1(2)}$ – предельное значение условной гибкости свеса пояса для центрально сжатого стержня с учетом п. 7.3.8 [4] двутаврового поперечного сечения;

$m_{x,1(2)}$ – по п. 9.2.6 [4] при $0 \leq m_{x,1(2)} \leq 5$;

при $5 < m_{x,1(2)} \leq 20$ $\bar{\lambda}_{uf,y}$ рекомендуется вычислять по линейной интерполяции между значениями по формуле (3.43) и, согласно п. 8.5.18, как при $m_{x,1(2)} = 20$: здесь, если стержень рассматривать по рис. 2.5 и рис. 3.1,а,б как рамную конструкцию первого класса (п. 8.5.18), то $\bar{\lambda}_{uf,y}$ при $m_{x,1(2)} = 20$ следует определять по формуле

$$\bar{\lambda}_{uf,y} = 0,5 \sqrt{R_y^f / \sigma_c}$$

где R_y^f – расчетное сопротивление стали в поясах,

$\sigma_c = M_x / (W_{x,n,c} \cdot \gamma_c)$ – расчетное напряжение в сжатой зоне поперечного сечения.

г) Проверка общей устойчивости стержня колонны из плоскости поперечной рамы (из плоскости действия изгибающего момента) по формулам:

$$N_{1(2)} / (c_i \cdot \varphi_{y,1(2)} \cdot A_{1(2)} \cdot R_y \cdot \gamma_c) \leq 1 \quad (3.44)$$

или
$$\sigma_y = N / (c_i \cdot \varphi_{y,1(2)} \cdot A_{1(2)}) \leq R_y \cdot \gamma_c,$$

где $N_{1(2)}$ – расчетное нормальное усилие, примененное в формуле (3.37) при проверке устойчивости стержня колонны в плоскости рамы (п.б.);

$$c_i = c_1 = \beta / (1 + \alpha \cdot m_{x,1(2)}) \leq 1 - \text{при } m_{x,1(2)} \leq 5;$$

$$c_i = c_2 = 1 / (1 + m_{x,1(2)} \cdot \varphi_{y,1(2)} / \varphi_\theta) - \text{при } m_{x,1(2)} \geq 10;$$

$$c_i = c_3 = c_5 (2 - 0,2 \cdot m_{x,1(2)}) + c_{10} \cdot (0,2 \cdot m_{x,1(2)} - 1) -$$

при $5 < m_{x,1(2)} \leq 10$;

$\varphi_{y,1(2)}$ – коэффициент устойчивости при центральном сжатии, определяется по Приложению Д [4] в зависимости от $\bar{\lambda}_{y,1(2)} = \lambda_{y,1(2)} \cdot \sqrt{R_y / E}$,

$$\lambda_{y,1(2)} = l_{ef,y,1(2)} / i_y, \quad l_{ef,y,1(2)} = H_{1(2),0,y} \cdot \mu_y, \quad \mu_y = 1,$$

$$i_y = i_{1,y} = i_{2,y} = \sqrt{J_y / A}, \quad J_y = J_{y,1} = J_{y,2}; \quad A = A_1 = A_2.$$

$$\alpha, \beta - \text{коэффициенты по табл. 21 [4], } \alpha = f(m_{x,1(2)});$$

$$m_{x,1(2)} = \frac{M_{x,1(2)}}{N_{1(2)}} \cdot \frac{A}{W_c} - \text{относительный эксцентриситет } (M_{x,1(2)} -$$

принять согласно п. 9.2.6 [4]);

φ_θ – коэффициент устойчивости при изгибе, определяемый согласно п. 8.4.1 и Приложения Ж [4] как для балки с двумя и более закреплениями сжатого пояса.

д) Поверка прочности стержня колонны на приведенные усилия

Согласно п. 9.1.2 [4] расчет на прочность внецентренно-сжатых (сжато-изгибаемых) стержней выполнять не требуется, если значение приведенного относительного эксцентриситета $\langle m_{ef} \rangle$ не превышает $\langle 20 \rangle$, т.е. $m_{ef} \leq 20$ при отсутствии **ослабления** сечения и одинаковых изгибающих моментах, принимаемых в расчетах на устойчивость.

В поперечных рамах с колоннами постоянного поперечного сечения ($Q_o \leq 20$ т, режимы работы кранов 1К÷6К) обычно при проектировании каких-либо ослаблений поперечного сечения не предусматривается. Иначе расчет на прочность стержня колонны постоянного поперечного сечения следует проверять по формуле (105) [4] с учетом ослаблений сечений и реальных расчетных сочетаний усилий от расчетных нагрузок в системе поперечной рамы (N, M_x, M_y, B).

3.2.3. Конструктивный расчет нижней части одноступенчатого стержня колонны сплошного поперечного сечения в системе однопролетной и многопролетной свободной поперечной рамы ОПЗ, оборудованного опорными мостовыми кранами

а) Уточнение элементов поперечного сечения по рис. 2.4 и его геометрических характеристик:

- **верхняя часть стержня:** здесь при наличии мостовых кранов с режимами работы 1К÷6К размеры поперечного сечения и геометрические характеристики могут совпадать с соответствующими характеристиками для стержня колонны постоянного сечения (см. п.3.2.2,а);

- **нижняя часть стержня колонны (рис. 2.4):**

$h_1 = 1000$ мм – высота поперечного сечения для ступенчатых колонн поперечных рам с режимами работы мостовых кранов до 6К включительно в плоскости рамы;

$$v_1 \leq (0,3 \div 0,5)h_1 \text{ или } v_1 \leq \left(\frac{1}{25} \div \frac{1}{30}\right)H_1 - \text{ ширина поперечного сече-}$$

ния из плоскости рамы, по рекомендациям [18]; здесь: для подкрановой ветви (A_2) принимают прокатный или сварной двутавр высотой $< v_1 >$, в котором $h_{\omega,2} \times t_{\omega,2}$ – сечение стенки, $v_{f,2} \times t_{f,2}$ – сечение полки; для наружной ветви принимают составное сечение из сварного швеллера, в котором $v_1 \times t_1 \leq 500 \times 10$ мм – стенка, $v_{f,1} \times t_{f,1} \leq 200 \times 10$ мм – полки, – учитывают начальную площадь сечения наружной ветви нижней части колонны (A_1) (см. Приложение 1); толщина стенки в площади $A_3 = h_{\omega} \times t_{\omega}$ принимается в пределах $t_{\omega} = (8 - 10)$ мм (при назначении площади стенки в статическом расчете можно использовать коэффициент $\kappa_{\omega,1} = 1,2 \div 1,3$ к площади сквозного сечения (см. Приложение 1).

Таким образом, после компоновки поперечного сечения нижней части колонны получают следующие геометрические характеристики сечения:

$$\sum A_n = A_1 + A_2 + A_3 \approx A_1^{cпл} \text{ по формуле (П.7) Приложения 1;}$$

положение центра тяжести поперечного сечения

$$y_2 = \sum S_{2-2} / \sum A_n ;$$

момент инерции

$$J_{1,x} = A_1(h_{o,1} - y_2)^2 + J_{c,1-1} + A_2 \cdot y_2^2 + J_{I,2-2} + A_3(h_{1,o}/2 - y_2)^2.$$

б) Проверка общей устойчивости стержня одноступенчатой колонны в плоскости поперечной рамы:

- **верхняя часть стержня колонны:** здесь проверка общей устойчивости в плоскости поперечной рамы верхней части сплошного стержня одноступенчатой колонны (рис. 3.2,а,б) аналогична проверке общей устойчивости сплошного стержня колонны постоянного поперечного сечения (см. п.3.2.2,б);

- **нижняя часть стержня колонны:**

В соответствии с п. 2.16 для нижней части стержня крайней колонны, как правило, рекомендуют проверять две комбинации усилий:

1) $+ M_{\max,1}^{(1)}$; $N_{\text{cor},1}^{(1)}$ – для наружной ветви (1);

2) $- M_{\max,1}^{(2)}$; $N_{\text{cor},1}^{(2)}$ – для подкрановой ветви (2).

Тогда проверочные формулы на общую устойчивость будут иметь вид:

$$\sigma_{e,1}^{(1)} = N_1^{(1)} / (\varphi_{e,1}^{(1)} \cdot \sum A_n) \leq R_y \cdot \gamma_c \quad (3.45)$$

или
$$N_1^{(1)} / (\varphi_{e,1}^{(1)} \cdot \sum A_n \cdot R_y \cdot \gamma_c) \leq 1 -$$

– на комбинацию $M_{\max,1}^{(1)}$, $N_{\text{cor},1}^{(1)}$, нагружающую наружную ветвь сечения;

$$\sigma_{e,1}^{(2)} = N_1^{(2)} / (\varphi_{e,1}^{(2)} \cdot \sum A_n) \leq R_y \cdot \gamma_c \quad (3.46)$$

или
$$N_1^{(2)} / (\varphi_{e,1}^{(2)} \cdot \sum A_n \cdot R_y \cdot \gamma_c) \leq 1 -$$

– на комбинацию $M_{\max,1}^{(2)}$, $N_{\text{cor},1}^{(2)}$, нагружающую подкрановую ветвь сечения (2).

Входящие в формулы (3.45) и (3.46) параметры имеют следующее содержание:

$N_1^{(1)}$, $N_1^{(2)}$ – нормальные усилия из расчетных комбинаций усилий (1) и (2) для подкрановой (нижней) части стержня колонны;

$\varphi_{e,1}^{(1)}(\varphi_{e,1}^{(2)}) = f(\bar{\lambda}_{x,1}, m_{ef,1}^{(1,2)})$ – наименьшее значение коэффициента устойчивости при сжатии с изгибом (внецентренном сжатии) по каждой из комбинаций усилий (1), (2).

Здесь: $\bar{\lambda}_{x,1} = \lambda_{x,1} \cdot \sqrt{R_y / E}$ – условная гибкость стержня;

$\lambda_{x,1} = l_{ef,1,x} / i_{1,x}$ – абсолютная гибкость стержня, в которой:

$l_{ef,1,x} = \mu_{1,x} \cdot H_{1,ox}$ – расчетная длина нижней части стержня колонны в плоскости поперечной рамы, зависит от коэффициента приведения $\langle \mu_{1,x} \rangle$:

$\mu_{1,x} = f(\alpha, n, \beta)$ – для однопролетной и двухпролетной поперечной рамы с **верхними шарнирными, а нижними жесткими узлами**, определяется по табл. И.3 [4] с учетом формул (3.18), (3.19), (3.20).

$\mu_{1,x} = f(\beta_1, \alpha_1, n_1)$ – для однопролетной поперечной рамы с **верхними и нижними жесткими узлами**, определяется по табл. И.4 [4] с учетом формул (3.18), (3.19), (3.20);

$H_{1,ox}$ – геометрическая высота нижней части колонны в плоскости рамы;

$i_{1,x} = \sqrt{J_{1,x} / \sum A_n}$ – радиус инерции нижней части стержня в плоскости рамы;

$m_{ef,1}^{(1,2)} = \eta \cdot m_1^{(1,2)}$ – приведенный эксцентриситет соответственно для комбинаций усилий (1), (2); здесь: η – коэффициент влияния формы сечения, определяется по табл. Д.2 [4];

$m_1^{(1,2)} = e_1^{(1,2)} \cdot \frac{\sum A_n}{W_{c(1,2)}}$ – относительный эксцентриситет соответствен-

но для каждой комбинации (верхние индексы (1) (2)) и для соответствующей сжатой зоны (нижние индексы (1, 2)) при

$W_{c(1,2)}$: $W_{c(1)} = J_{1,x} / y_1$; $W_{c(2)} = J_{1,x} / y_2$ – моменты сопротивления общего сечения нижней части колонны, где y_1, y_2 – соответствующие расстояния от центра тяжести сечения до соответствующей сжатой зоны сечения (рис. 2.4);

$e_1^{(1,2)} = M_1^{(1,2)} / N_1^{(1,2)}$ – абсолютный эксцентриситет также по каждой комбинации сочетаний усилий (верхние индексы (1), (2)) с учетом п. 9.2.3 [4].

Примечания:

- при значениях $m_{ef,1}^{(1,2)} > 20$ расчет на сжатие с изгибом (внецентренное сжатие) вырождается в расчет такого стержня как изгибаемого на прочность;

- проверку по формулам (3.18), (3.19), (3.20) общей устойчивости стержня одноступенчатой колонны сплошного сечения в плоскости поперечной рамы **следует считать только первым этапом**, так как далее возможны **два варианта** ситуации и рассмотрение второго этапа расчета:

- вариант 1: в формулах (3.45), (3.46) $\sigma_e < R_y \cdot \gamma_c$ в пределах 5%;

- вариант 2: в формулах (3.45), (3.46) $\sigma_e > R_y \cdot \gamma_c$, и следует корректировать сечение стержня нижней части колонны в сторону увеличения до удовлетворения требованиям формул (3.45), (3.46).

После рассмотрения указанных вариантов следует приступить ко второму этапу расчета, заключающемуся в сравнении новых и старых (начальных) жесткостей верхней и нижней частей стержня по условию:

$$\Delta = (S_2 - S_1) / S_1 \times 100\% \leq 30\%,$$

где $S_2 = (J_1/J_2)^{(2)}$, $S_1 = (J_1/J_2)^{(1)}$.

Здесь J_1, J_2 – моменты инерции соответственно нижней и верхней частей стержня колонны; в отношениях $(J_1/J_2)^{(1,2)}$ верхние индексы: (1, 2) указывают на начальные жесткости, заданные в статическом расчете (1), и новые (2) после корректировки поперечных сечений. Если при этом $\Delta \leq 30\%$, то [7] расчет на общую устойчивость стержня ступенчатой колонны можно считать окончательным. Если же $\Delta > 30\%$, то следует выполнить дополнительную корректировку жесткостей и повторить весь статический и конструктивный расчеты поперечной рамы и ступенчатого стержня колонны до выполнения условия $\Delta \leq 30\%$.

в) Поверки местной устойчивости стенки и элементов ветвей: наружной и подкрановой, – как поясов с ламелями поперечного сечения:

- **поверка местной устойчивости стенки:**

Данная поверка по технологии выполнения не отличается от поверки местной устойчивости стенки стержня постоянного сплошного сечения с учетом приведения входящих в формулы параметров к данному ступенчатому стержню.

Поэтому формулу (3.38) приведем к новой форме

$$\bar{\lambda}_{\omega,1} = \lambda_{\omega,1} \cdot \sqrt{R_y/E} \leq \bar{\lambda}_{u\omega,1}. \quad (3.47)$$

Здесь также возможны **три варианта для значений предельной гибкости стенки:**

$$1) \bar{\lambda}_{u\omega,1} = 1,3 + 0,15(\bar{\lambda}_{x,1})^2 - \quad (3.48)$$

при значениях параметров $c \cdot \varphi_{y,1} > \varphi_{e,1}^{(1,2)}$, в которых: $c = f(m_{x,1}^{(1,2)})$,

где $m_{x,1}^{(1,2)} = (M_{1,x}^{(1,2)} / N_{cor}^{(1,2)}) \cdot (\sum A_n / W_{c(1,2)})$ – при соответствующем номере

расчетной комбинации сочетаний усилий для $M_{1,x}^{(1,2)}$ с учетом п. 9.2.6 [4]

(верхние индексы при $M_{1,x}$ и N_{cor} и нижние индексы при соответствующих моментах сопротивлений сжатых зон $W_{c(1,2)}$); формула (3.48) дей-

ствительна при значениях $m_{x,1}^{(1,2)}$ в пределах $1 \leq m_{x,1}^{(1,2)} \leq 10$; для коэффици-

ента устойчивости $\varphi_{e,1}^{(1,2)}$ численные значения определяются по прежнему

аналогично их определению в формулах (3.45), (3.46);

$$\bar{\lambda}_{x,1} = \lambda_{x,1} \cdot \sqrt{R_y/E} < 2, \lambda_{x,1} = \lambda_{ef,x,1} / i_{x,1};$$

$$2) \bar{\lambda}_{u\omega,1} = 1,2 + 0,35\bar{\lambda}_{x,1} \leq 3,1 - \quad (3.49)$$

при определении параметров: $c \cdot \varphi_{y,1} > \varphi_{e,1}^{(1,2)}$, $\bar{\lambda}_{x,1}$ – по такой же методике, что и в формуле (3.48), но $\bar{\lambda}_{x,1} \geq 2$;

$$3) \bar{\lambda}_{\omega,1} = 1,42 \sqrt{\frac{c_{cr} \cdot R_y \cdot \gamma_c}{\sigma_1 \left(2 - \alpha + \sqrt{\alpha^2 + 4\beta^2} \right)}} \leq 0,7 + 2,4\alpha - \quad (3.50)$$

– при значениях параметров:

$c \cdot \varphi_{y,1} \leq \varphi_{e,1}^{(1,2)}$; $1 \leq \alpha^{(1,2)} \leq 2$; где α , β – по табл. 22 [4], в которой

$$\alpha^{(1,2)} = \left(\sigma_1^{(1,2)} - \sigma_2^{(1,2)} \right) / \sigma_1^{(1,2)};$$

здесь $\sigma_1^{(1,2)}$ – наибольшее сжимающее напряжение у расчетной границы стенки без знака,

$\sigma_2^{(1,2)}$ – соответствующее напряжение у противоположной границы стенки со своим знаком;

$c_{cr} = f(\alpha)$ – по табл. 17 [4];

c – по формулам (112 – 114) [4];

$c \leq c_{max}$, c_{max} – по формулам (Д.1), (Д.2) [4];

$$\beta_1 = f(\alpha^{(1)}), \quad \beta_2 = f(\alpha^{(2)}).$$

• **поверки местной устойчивости элементов наружной и подкрановой ветвей как поясов двутаврового сплошного сечения, имеющих ламели:**

1) наружная ветвь:

$$\bar{\lambda}_{f,1}^{(1)} = \lambda_{f,1}^{(1)} \cdot \sqrt{R_y / E} \leq \bar{\lambda}_{uf,1}^{(1)}, - \quad (3.51)$$

где $\lambda_{f,1}^{(1)} = e_{ef,1}^{(1)} / t_1$ – абсолютная гибкость свеса наружного (1) пояса на комбинацию расчетных сочетаний усилий $M_1^{(1)}$, $N_{1,cor}^{(1)}$;

$\bar{\lambda}_{f,1}^{(1)}$ – условная гибкость сжатого пояса наружной ветви (1) на ту же комбинацию усилий;

$\bar{\lambda}_{uf,1}^{(1)} = \bar{\lambda}_{uf,c} - 0,01(1,5 + 0,7 \cdot \bar{\lambda}_{x,1}^{(1)}) \cdot m_{x,1}^{(1)}$ – предельная условная гибкость свеса наружного пояса без ламелей;

$$\left(\bar{\lambda}_{uf,1}^{(1)}\right)' = \bar{\lambda}_{uf,1}^{(1)} \cdot 1,5 \text{ – то же с ламелями } v_{f1} \cdot t_{f1} \text{ с учетом п. 9.4.8 [4];}$$

Здесь $\bar{\lambda}_{uf,c}$ – предельное значение условной гибкости свеса пояса центрально сжатого элемента,

$\bar{\lambda}_{uf,c} = 0,36 + 0,10 \cdot \bar{\lambda}_{x,1}^{(1)}$ по п. 7.38 и табл. 10 [4]; верхние индексы (1, 2) указывают на расчетную комбинацию усилий для наружной ветви (1) и соответственно для подкрановой ветви (2) – см. ниже формулу (3.52).

С учетом обозначений на рис. 2.4 имеем $v_{ef,1}^{(1)} \cong h_{\omega,1}/2$; $t_1 = t_{\omega,1}$ – для свеса наружного пояса без ламелей; $v_{f1} \cdot t_{f1}$ – для ламелей наружного пояса; согласно [4, п. 7.3.10] $v_{f1} \geq 0,3h_{\omega,1}/2$;

$$t_{f1} \geq 2v_{ef}\sqrt{R_y/E} = h_{\omega,1}\sqrt{R_y/E}.$$

2) подкрановая ветвь:

$$\bar{\lambda}_{f,2}^{(2)} = \lambda_{f,2}^{(2)} \cdot \sqrt{R_y/E} \leq \bar{\lambda}_{uf,2}^{(2)}, \quad - \quad (3.52)$$

где $\lambda_{f,2}^{(2)} = v_{ef,2}/t_{f,2}$ – абсолютная гибкость свеса без ламелей подкранового (2) пояса на комбинацию расчетных сочетаний усилий $M_1^{(2)}$, $N_{1,cor}^{(2)}$;

$$v_{ef,2} = h_{\omega,2}/2; \quad t_{f,2} = t_{\omega,2};$$

$\bar{\lambda}_{f,1}^{(2)}$ – **условная** гибкость сжатого пояса подкрановой ветви на ту же комбинацию усилий;

$\bar{\lambda}_{uf,2}^{(2)} = \bar{\lambda}_{uf,c} - 0,01(1,5 + 0,7 \cdot \bar{\lambda}_{x,2}^{(2)}) \cdot m_{x,1}^{(2)}$ – предельная условная гибкость свеса подкранового пояса **без ламелей**;

$\left[\bar{\lambda}_{uf,2}^{(2)}\right]' = \bar{\lambda}_{uf,2}^{(1)} \cdot 1,5$ – то же **с ламелями** в виде поясов двутавра подкрановой ветви с учетом п. 9.4.8 [4] $v_{f,2} \cdot t_{f,2}$.

Здесь также (аналогично изложенному выше для наружного пояса):

$$\bar{\lambda}_{uf,c} = 0,36 + 0,10 \cdot \bar{\lambda}_{x,2}^{(2)} - \text{по п. 7.38 и табл. 10 [4].}$$

Однако, для ветвей (1, 2) нижней части колонны однопролетной поперечной рамы с равными высотами независимо от номера расчетных комбинаций усилий (1, 2) значения абсолютной и условной гибкостей одинаковы, т.е.

$$\bar{\lambda}_{x,1}^{(1)} = \bar{\lambda}_{x,2}^{(2)} = \bar{\lambda}_{x,1,2},$$

$$\lambda_{x,1}^{(1)} = \lambda_{x,2}^{(2)} = \lambda_{x,1,2}.$$

С учетом обозначений на рис. 2.4 для подкрановой ветви, как пояса двутавра ($v_{f,2} \cdot t_{f,2}$):

$$v_{ef,2}^{(2)} \cong h_{\omega,2}/2; \quad t_{f,2} = t_{\omega,2} - \text{для свесов подкранового пояса;}$$

$v_{f,2} \cdot t_{f,2}$ – для ламелей подкранового пояса:

$$v_{f,2} \geq 0,3h_{\omega,2}/2;$$

$$t_{f,2} \geq 2v_{ef,2}\sqrt{R_y/E} = h_{\omega,2}\sqrt{R_y/E}.$$

3.2.4. Конструктивный расчет одноступенчатого стержня колонны с нижней частью сквозного сечения в системе однопролетной поперечной свободной рамы ОПЗ, оборудованного опорными мостовыми кранами

а) Уточнение элементов поперечного сечения по рис. 2.3 и его геометрических характеристик:

- **верхняя часть стержня:** здесь при наличии мостовых кранов с режимами работы 1К÷6К размеры сплошного поперечного сечения и геометрические характеристики могут совпадать с соответствующими характеристиками стержня колонны постоянного сплошного сечения в системе поперечной рамы (п.3.2.2,а);

• **нижняя часть сквозного стержня колонны (рис. 2.3):** здесь согласно п. 1.5,б настоящего пособия высота поперечного сечения может иметь варианты:

1) $h_1 = \lambda_1 + e_o = 750 + 250 = 1000$ мм – высота поперечного сечения в плоскости рамы при мостовых кранах с режимами работы до 6К включительно и грузоподъемностью до 50 т;

2) $h_1 = \lambda_1 + e_o = 1000 + 250 = 1250$ мм – то же с режимами работы мостовых кранов до 6К включительно в колоннах с высокой верхней частью при грузоподъемности кранов ≥ 80 т ($B_1 \geq 400$ мм – выступающая часть габарита мостового крана за ось подкранового рельса, $h_2 = 750$ мм > 500 мм);

3) $h_1 = \lambda_1 + e_o = 1000 + 500 = 1500$ мм – то же с режимами работы мостовых кранов 7К, 8К с проходами в стенке верхней части колонны (1800×400), рис. 1.7 или шириной 450 мм сбоку от внутренней грани полки верхней части колонны, рис. 1.8 ($\lambda_1 = 1250$ мм, $e_o = 250$ мм).

Размеры поперечных сечений из плоскости рамы для ветвей стержня сквозного сечения могут быть приняты аналогично стержню сплошного сечения, т.е. $e_1 \leq (0,3 \div 0,5)h_1$, $e_1 \leq \left(\frac{1}{20} \div \frac{1}{15}\right)H$ – в зависимости от режимов работы мостовых кранов [18]: здесь для подкрановой ветви (A_2) принимают прокатный или сварной двутавр высотой $< e_H >$, для наружной ветви принимают составное сечение из сварного швеллера (стенка – $e_H \times t_1 \leq 500 \times 10$ мм, полки – $e_2 \times t_2 \leq 200 \times 10$ мм) с учетом начальных площадей сечений ветвей (A_1, A_2), принятых для статического расчета (Приложение 1).

По заданным геометрическим параметрам поперечных сечений ветвей определяют положение центра тяжести поперечного сечения сквозного стержня:

$z_o = \sum S_{1,o-o} / \sum A_n$ – положение центра тяжести для наружной ветви (см. рис. 2.3);

$y_2 = \sum S_{2-2} / \sum A_n$, ($\sum A_n = A_1 + A_2$) – положение центра тяжести поперечного сечения стержня от подкрановой ветви (от оси 2-2);

$y_1 = h_{o,1} - y_2$ – тоже от наружной ветви (от оси 1-1),

где $h_{o,1} = h_1 - z_2$ – высота поперечного сечения сквозного стержня между осями $<1-1>$ и $<2-2>$.

б) Проверки общей устойчивости сквозного стержня нижней части колонны в плоскости поперечной рамы:

Здесь так же, как и в п.3.23, следует проверить две комбинации усилий:

1) $+ M_{\max,1}^{(1)}$; $N_{\text{cor},1}^{(1)}$ – для наружной ветви (1);

2) $- M_{\max,1}^{(2)}$; $N_{\text{cor},1}^{(2)}$ – для подкрановой ветви (2).

Однако в отличие от сплошной колонны расчетные комбинации усилий в сквозной колонне распределяют вначале по ветвям для проверки их на общую устойчивость отдельно как центрально сжатых стержней.

С учетом полученного положения центра тяжести поперечного сечения ветвей и всего стержня усилия в ветвях распределяются следующим образом:

$$N_{e,1} = N_1^{(1)} \cdot \frac{y_2}{h_{o,1}} + \frac{M_1^{(1)}}{h_{o,1}} -$$

– расчетное усилие в наружной ветви;

$$N_{e,2} = N_1^{(2)} \cdot \frac{y_2}{h_{o,1}} + \frac{M_1^{(2)}}{h_{o,1}} -$$

– расчетное усилие в подкрановой ветви.

Тогда устойчивость ветвей как центрально сжатых стержней следует определить по формулам:

- для наружной ветви:

$$N_{\epsilon,1} / (\varphi_{\min,1} \cdot A_1 \cdot R_y \cdot \gamma_c) \leq 1 - \quad (3.53)$$

где $\varphi_{\min,1} = f(\bar{\lambda}_{\max,1}, R_y)$;

$\bar{\lambda}_{\max,1}$ принимается по большему значению из двух: $\bar{\lambda}_{\epsilon,1,y-y}$ или $\bar{\lambda}_{\epsilon,1,1-1}$.

Здесь $\bar{\lambda}_{\epsilon,1,y-y}$ - условная гибкость наружной ветви относительно оси $\langle y-y \rangle$, т.е. из плоскости рамы:

$$\bar{\lambda}_{\epsilon,1,y-y} = \lambda_{\epsilon,1,y-y} \sqrt{R_y / E}, \quad \lambda_{\epsilon,1,y-y} = H_1 / i_{\epsilon,1,y-y};$$

$$i_{\epsilon,1,y-y} = \sqrt{J_{\epsilon,1,y-y} / A_1};$$

$\bar{\lambda}_{\epsilon,1,1-1}$ - условная гибкость наружной ветви относительно оси 1-1, т.е. в плоскости рамы:

$$\bar{\lambda}_{\epsilon,1,1-1} = \lambda_{\epsilon,1,1-1} \sqrt{R_y / E}, \quad \lambda_{\epsilon,1,1-1} = l_{\epsilon,1,1-1} / i_{\epsilon,1,1-1};$$

$$i_{\epsilon,1,1-1} = \sqrt{J_{\epsilon,1,1-1} / A_1};$$

- для подкрановой ветви:

$$N_{\epsilon,2} / (\varphi_{\min,2} \cdot A_2 \cdot R_y \cdot \gamma_c) \leq 1 - \quad (3.54)$$

где $\varphi_{\min,2} = f(\bar{\lambda}_{\max,2}, R_y)$;

$\bar{\lambda}_{\max,2}$ принимается, аналогично предыдущему, по большему значению из двух: $\bar{\lambda}_{\epsilon,2,y-y}$ или $\bar{\lambda}_{\epsilon,2,2-2}$.

Здесь $\bar{\lambda}_{\epsilon,2,y-y}$ - условная гибкость подкрановой ветви относительно оси $\langle y-y \rangle$, т.е. из плоскости рамы:

$$\bar{\lambda}_{\epsilon,2,y-y} = \lambda_{\epsilon,2,y-y} \sqrt{R_y / E}, \quad \lambda_{\epsilon,2,y-y} = H_1 / i_{\epsilon,2,y-y};$$

$$i_{\epsilon,2,y-y} = \sqrt{J_{\epsilon,2,y-y} / A_2};$$

$\bar{\lambda}_{\epsilon,2,2-2}$ - условная гибкость подкрановой ветви относительно оси $\langle 2-2 \rangle$, т.е. в плоскости рамы:

$$\bar{\lambda}_{\epsilon,2,2-2} = \lambda_{\epsilon,2,2-2} \sqrt{R_y/E}, \quad \lambda_{\epsilon,2,2-2} = l_{\epsilon,2,2-2}/i_{\epsilon,2,2-2};$$

$$i_{\epsilon,2,2-2} = \sqrt{J_{\epsilon,2,2-2}/A_2}.$$

Примечания.

При проверке устойчивости ветвей по формулам (3.53) и (3.54) следует обеспечить требование норм [4], чтобы левые части неравенств **в пределах до 5% были меньше правой части (в пределах градации сортамента).**

Если эти условия не выполняются, то необходимо сделать коррекцию сечений ветвей в нужном направлении (относительно осей $\langle y - y \rangle$, или $\langle 1-1 \rangle$, $\langle 2-2 \rangle$).

• Проверка общей устойчивости сквозного стержня как единого в системе однопролетной поперечной рамы:

Как правило, такая проверка делается только в плоскости поперечной рамы, так как из плоскости рамы она уже обеспечена устойчивостью ветвей.

Проверка в плоскости поперечной рамы выполняется по следующим формулам:

$$N_1^{(1)} / (\varphi_{e,1}^{(1)} \cdot \sum A_n \cdot R_y \cdot \gamma_c) \leq 1 - \quad (3.55)$$

на комбинацию усилий, догружающих наружную ветвь;

$$N_1^{(2)} / (\varphi_{e,1}^{(2)} \cdot \sum A_n \cdot R_y \cdot \gamma_c) \leq 1 - \quad (3.56)$$

на комбинацию усилий, догружающих подкрановую ветвь.

Здесь: коэффициент устойчивости $\varphi_{e,1}^{(1,2)}$ зависит от двух параметров: $l_{ef,1}$

и $m_{ef,1}^{(1,2)}$, т.е.

$$\varphi_{e,1}^{(1,2)} = f(\bar{\lambda}_{ef,1}; m_{x,1}^{(1,2)}) \quad (3.57)$$

$\sum A_n = A_1 + A_2$ – полная площадь поперечного сечения;

$N_1^{(1,2)}$ – расчетные усилия от соответствующих комбинаций (1, 2).

$$\bar{\lambda}_{ef,1} = \lambda_{ef,1} \cdot \sqrt{R_y / E}, \quad \lambda_{ef,1} = \sqrt{\lambda_x^2 + \alpha_1 \cdot \frac{\sum A_n}{\sum A_d}}, \quad (3.58)$$

где $\sum A_d$ = площади поперечных сечений двух раскосов решеток,
 $\sum A_d = 2A_d$;

$\lambda_x = \mu_{1,x} \cdot H_{o,1,x}$ – расчетная длина нижней части стержня колонны в плоскости рамы;

здесь: $\mu_{1,x}^{(1,2)} = f(\alpha, n)$ – коэффициент приведения геометрической длины стержня ($H_{o,1,x}$) в плоскости рамы к расчетной длине по табл. И.3 и табл. И.4 [4] с учетом формул (3.18), (3.19), (3.20) для однопролетной поперечной рамы соответственно с верхними шарнирными и нижними жесткими узлами; с верхними и нижними жесткими узлами.

$\mu_{1,x}^{(1,2)} = f(\beta_1^{(1,2)}, \mu_{11}, \mu_{12})$ – в двух и многопролетных рамах по табл. И.6 [4] с учетом формул (3.23), (3.24), (3.25), (3.26) для поперечной рамы с верхними и нижними жесткими узлами;

α_1 – коэффициент в формуле (3.58), учитывающий влияние геометрии решетки, $\alpha_1 = 10 d^3 / (e^2 \cdot l_e)$;

здесь: d – геометрическая длина раскоса решетки;

e – расстояние между ветвями;

l_e – длина ветви по рис. 3,а [4].

Таким образом, для определения гибкости $\lambda_{ef,1}$ прежде следует выполнить подбор площадей сечения раскосной решетки.

Рассмотрим это:

- **Методика подбора поперечного сечения решетки, соединяющей ветви нижней части стержня сквозной колонны:**

1) komponуют геометрию раскосной решетки с учетом требований п. 7.2.2 [4] по числу панелей между узлами раскосов ≥ 6 ;

2) определяют наибольшее усилие $\langle N \rangle$ сжатия раскоса решетки по формуле:

$$N_d = Q_{\max} / 2 \sin \alpha_1, \quad (3.59)$$

где $Q_{\max}$ – наибольшая поперечная сила из двух: **или** действующая в нижнем сечении поперечной рамы (т. $\langle A \rangle$), полученная из статического расчета на данную комбинацию №5 (см. п.2.16) ($Q_{\max}, \pm M_{\max}, N_{\text{cor}}$) **или** условная поперечная сила по формуле (18) [4]:

$$Q_{\text{fic}} = 7,15 \cdot 10^{-6} (2330 - E/R_y) \cdot N / \varphi;$$

$\sin \alpha_1$ – синус угла наклона раскоса решетки к ветви стержня, $\sin \alpha_1 = e/d$ по рис. 3 [4],

$$d = \sqrt{e^2 + (l_e/2)^2};$$

3) определяют требуемую площадь поперечного сечения раскоса решетки по формуле:

$$A_d = N_d / (\varphi_d \cdot R_y \cdot \gamma_c), \quad (3.60)$$

где $\varphi_d = f(\bar{\lambda}_d, R_{y,\min} \text{ сечения } \langle c \rangle - \text{одиночный уголок})$ – коэффициент устойчивости раскоса решетки при центральном сжатии, определяется по табл. Д.1 [4];

здесь: $\bar{\lambda}_d = \lambda_d \sqrt{R_y/E}$, $\lambda_d = d/i_d$; i_d – радиус инерции уголка раскоса решетки (по сортаменту); рекомендуется предварительно задаться величиной $\lambda_d = \lambda_{d,1}$ в пределах ≈ 100 , а затем после определения $A_{d,1}$ по сортаменту принять номер уголка раскоса с геометрией: $A_{d,\varphi} = A_{d,1}$, $i_{d,\varphi}$;

4) проверяют устойчивость раскоса решетки по формуле:

$$\text{или} \quad \sigma_d = N_d / (\varphi_{d,\varphi} \cdot A_{d,\varphi}) \leq R_y \cdot \gamma_c \quad (3.61)$$

$$\text{или} \quad N_d / (\varphi_{d,\varphi} \cdot A_{d,\varphi} \cdot R_y \cdot \gamma_c) \leq 1,$$

где $\gamma_c = 0,75$ – коэффициент условий работы решетки из одиночного уголка, табл. Д.1 [4],

$\varphi_{d,\phi} = f(\bar{\lambda}_{d,\phi}, R_y)$ по табл. Д.1 [4];

$\bar{\lambda}_{d,\phi} = \lambda_{d,\phi} \sqrt{R_y/E}$, $\lambda_{d,\phi} = d/i_{d,\phi}$;

R_y – расчетное сопротивление стали, принять как для третьей группы конструкций по табл. В.1 Приложения В и табл. В.5 [4].

Если в процессе проверки устойчивости по формуле (3.61) получается, что левая часть неравенства существенно меньше правой, то следует уменьшить номер уголка и повторить расчет, обеспечивая недонапряжение в пределах 5% (с учетом градации сортамента) и фактическую гибкость раскоса решетки в пределах норм, т.е. $\lambda_{d,\phi} \leq \lambda_u = 210 - 60\alpha$ по табл. 32 [4].

Если наоборот, левая часть неравенства (3.61) окажется больше правой, то следует увеличить номер уголка и повторить расчет, обеспечивая недонапряжение в пределах 5% (с учетом градации сортамента).

После подбора сечения решетки следует определить параметры $\bar{\lambda}_{ef,1}$ по формулам (3.58) и относительного эксцентриситета усилий $\langle m_{x,1} \rangle$ в плоскости поперечной рамы по формуле (3.62) в зависимости от расчетных комбинаций усилий для каждой ветви (1,2):

$$m_{x,1}^{(1,2)} = e_{x,1}^{(1,2)} \cdot \frac{a \cdot \sum A_n}{J_{x,1}} = e_{x,1}^{(1,2)} \cdot \frac{\sum A_n}{W_{c,1}^{(1,2)}}, \quad (3.62)$$

где $e_{x,1}^{(1,2)} = M_1^{(1,2)} / N_1^{(1,2)}$ – абсолютные эксцентриситеты расчетных усилий, догружающих соответственно наружную ветвь (1) и подкрановую ветвь (2);

$W_{c,1}^{(1)} = J_{x,1} / a_1$; $W_{c,1}^{(2)} = J_{x,1} / a_2$ – моменты сопротивлений общего сечения сквозной колонны соответственно для сжатых зон в зависимости от номера комбинации усилий (1,2).

Если при проверке общей устойчивости сквозного стержня по формулам (3.55) и (3.56) неравенства не будут выполнены, то следует скор-

ректировать сечения ветвей в сторону увеличения их геометрических характеристик.

Расчетное сопротивление стали (R_y) для проката ветвей принять по табл. В.5 с учетом табл. В.1 и Приложения В, как для конструкций третьей группы с учетом климатической зоны по расчетной температуре наиболее холодных суток.

Примечания.

1) Для укрепления колонны сквозного сечения от скручивания от случайных нагрузок или воздействий ветви соединяют жесткими поперечными диафрагмами, располагаемыми, как правило, у концов отправочных марок или в середине сквозного стержня при его длине более 5 м.

2) Эксцентричное крепление раскосов решетки из одиночных уголков к ветвям в практических расчетах учитывают коэффициентом условий работы $\gamma_c = 0,75$, а расчет решетки проводят на центральное сжатие.

3) Расчет ветви стержня сквозного сечения на совместное действие продольной силы и момента от внецентренного крепления решетки также в практических расчетах не проводят, так как местные пластические деформации в предельном состоянии приближают узлы примыкания решетки к ветвям с шарнирным примыканием, что снижает неточность оценки несущей способности сквозной колонны.

4) Изложенный метод расчета сквозной колонны относится к расчету по недеформированной схеме. Он подтверждается практикой эксплуатации, но не обоснован теоретически, так как не учитывает дополнительные деформации сквозного стержня от изгиба и приводит к увеличению усилий в ветвях и решетке. Более точный расчет по деформированной схеме на ЭВМ приведен в учебном пособии [7, гл. 17] при рассмотрении КЭ-модели пространственного блока поперечных рам промздания с мостовыми кранами. Он показал, что при расчете по деформированной схеме на ЭВМ

усилия в ветвях **уменьшились** $\approx$ на (12-16)%, а усилия в раскосной решетке $\approx$ на 45%.

5) При значениях $m_{x,1}^{(1,2)} > 20$ расчет на устойчивость стержня сквозной колонны в целом не требуется, так как в этом случае работа внецентренно сжатого (сжато-изгибаемого) стержня вырождается в работу изгибаемого. В этом случае расчет следует выполнять как для изгибаемого элемента.

6) Поверку общей устойчивости сквозного стержня ступенчатой колонны поперечной рамы по формулам (3.55), (3.56) следует считать только **первым этапом** (аналогично расчету стержня ступенчатой колонны сплошного сечения), так как далее следует выполнить сравнение новых и старых жесткостей верхней и нижней частей колонны по условию:

$$\Delta = (S_2 - S_1)/S_1 \times 100\% \leq 30\%,$$

где $S_2 = (J_1/J_2)^{(2)}$, $S_1 = (J_1/J_2)^{(1)}$.

Здесь J_1, J_2 – моменты инерции соответственно нижней и верхней частей стержня; в отношениях $(J_1/J_2)^{(1,2)}$ верхние индексы (1, 2) указывают на начальные жесткости (1), заданные в статическом расчете, и новые жесткости (2), полученные после корректировки поперечных сечений.

Если $\Delta \leq 30\%$, то [7] расчет на общую устойчивость сквозного стержня и в целом ступенчатой колонны можно считать окончательным.

Если $\Delta > 30\%$, то следует выполнить дополнительную корректировку жесткостей и повторить весь статический и конструктивные расчеты поперечной рамы и ступенчатого стержня колонны до выполнения условия $\Delta \leq 30\%$.

в) Проверки местной устойчивости элементов ветвей сквозной колонны

Так как ветви сквозной колонны работают и рассчитываются на центральное сжатие, то местная устойчивость стенок и полок в них проверяется по методике центрально сжатых сплошных стержней:

- **стенка наружной ветви:**

местную устойчивость стенки проверяют по формуле условной гибкости стенки

$$\bar{\lambda}_{\omega,1} = \lambda_{\omega,1} \cdot \sqrt{R_y/E} \leq \bar{\lambda}_{u\omega,1}, \quad (3.63)$$

где $\lambda_{\omega,1} = h_{\omega,1}/t_{\omega,1}$ – абсолютная гибкость стенки швеллера наружной ветви по рис. 2.3;

$\bar{\lambda}_{u\omega,1}$ – предельная условная гибкость стенки, принимаемая по табл. 9 [4] в зависимости от величины $\bar{\lambda}$ центрально сжатого стержня и формы сечения.

Для наружной ветви в форме сварного швеллера предельная условная гибкость стенки определяется по формулам [4]

$$\bar{\lambda}_{u\omega} = 1,0 + 0,2\bar{\lambda} \leq 1,6 \text{ при } \bar{\lambda} > 1 \quad (26), [4];$$

$$\bar{\lambda}_{u\omega} = 1,2 \text{ при } \bar{\lambda} \leq 1 \quad (25), [4];$$

Здесь: $\bar{\lambda} = \lambda \cdot \sqrt{R_y/E}$ – наибольшая гибкость наружной ветви из двух:

$\bar{\lambda}_{1-1} = \lambda_{1-1} \cdot \sqrt{R_y/E}$, $\lambda_{1-1} = l_{ef,1-1}/i_{1-1}$ – в плоскости поперечной рамы;

$\bar{\lambda}_y = \lambda_y \cdot \sqrt{R_y/E}$, $\lambda_y = l_{ef,y}/i_y$ – из плоскости поперечной рамы;

$$l_{ef,1-1} = l_e, \quad i_{1-1} = \sqrt{J_{1-1,1}/A_1}; \quad l_{ef,y} = H_{o,1}, \quad i_y = \sqrt{J_{y,1}/A_1}.$$

- **пояса наружной ветви:**

Устойчивость поясных листов (полок) **наружной ветви**, как работающей на центральное сжатие, считается обеспеченной, если (п. 7.3.8 [4]) условная гибкость свесов поясов (полки):

$\bar{\lambda}_f = (\epsilon_{ef} / t_f) \sqrt{R_y / E}$, – не превышает значений предельной условной гибкости свесов, равной $\bar{\lambda}_{uf} = 0,43 + 0,08\bar{\lambda}$ по табл. 10 [4, формула (38)],

где, аналогично предыдущему изложению местной устойчивости стенки, макс. $\bar{\lambda} = \lambda \cdot \sqrt{R_y / E}$ – **наибольшая** условная гибкость наружной ветви из **двух: или относительно оси $<1-1>$** , т.е. в плоскости поперечной рамы ($\bar{\lambda}_{1-1} = \lambda_{1-1} \cdot \sqrt{R_y / E}$, $\lambda_{1-1} = l_{ef,1-1} / i_{1-1}$) **или относительно оси $<y-y>$** , т.е. из плоскости поперечной рамы ($\bar{\lambda}_{y-y} = \lambda_{y-y} \cdot \sqrt{R_y / E}$, $\lambda_{y-y} = l_{ef,y-y} / i_{y-y}$);

здесь $l_{ef,1-1} = l_{e,1-1}$, $i_{1-1} = \sqrt{J_{1-1,1} / A_1}$; $l_{ef,y-y} = H_{o,1}$, $i_{y-y} = \sqrt{J_{y-y,1} / A_1}$.

• **стенка подкрановой ветви:**

Если для подкрановой ветви принят прокатный двутавр, то местная устойчивость его стенки и полок обеспечена при прокатке, и дополнительная проверка, как правило, не требуется.

Если же для подкрановой ветви принят сварной двутавр, то местная устойчивость обеспечивается проверкой по формуле:

$$\bar{\lambda}_{\omega,2} = \lambda_{\omega,2} \cdot \sqrt{R_y / E} \leq \bar{\lambda}_{u\omega,2} \quad (3.64)$$

условная гибкость стенки.

где $\lambda_{\omega,2} = h_{\omega,2} / t_{\omega,2}$ – абсолютная гибкость стенки сварного двутавра подкрановой ветви по рис. 2.3;

$\bar{\lambda}_{u\omega,2}$ – предельная условная гибкость стенки, принимаемая по табл. 9 [4] в зависимости от величины $\bar{\lambda}$ для центрально сжатого стержня и от формы сечения.

Для подкрановой ветви в форме сварного двутавра предельная гибкость стенки определяется по формулам:

$$\bar{\lambda}_{u\omega} = 1,3 + 0,15\bar{\lambda}^2 \text{ при } \bar{\lambda} \leq 2, \quad (23), [4];$$

$$\bar{\lambda}_{u\omega} = 1,2 + 0,35\bar{\lambda} \leq 2,3 \text{ при } \bar{\lambda} > 2, \quad (24), [4].$$

Здесь: макс. $\bar{\lambda} = \lambda \cdot \sqrt{R_y/E}$ – наибольшая условная гибкость подкрановой ветви из двух:

$\bar{\lambda}_{2-2} = \lambda_{2-2} \cdot \sqrt{R_y/E}$, $\lambda_{2-2} = l_{ef,2-2}/i_{2-2}$ – в плоскости поперечной рамы;

$\bar{\lambda}_{y-y} = \lambda_{y-y} \cdot \sqrt{R_y/E}$, $\lambda_{y-y} = l_{ef,y-y}/i_{y-y}$ – из плоскости поперечной рамы;

$$l_{ef,2-2} = l_{e,2-2}, \quad i_{2-2} = \sqrt{J_{2-2,1}/A_2};$$

$$l_{ef,y-y} = H_{o,2}, \quad i_{y-y} = \sqrt{J_{y-y,1}/A_2}.$$

• **пояса подкрановой ветви из сварного двутавра**

Устойчивость поясных листов (полок) подкрановой ветви из сварного двутавра, как работающей на центральное сжатие, считается обеспеченной, если (п. 7.3.8 [4]) условная гибкость свесов поясов (полок):

макс. $\bar{\lambda}_f = (e_{ef}/t_f) \sqrt{R_y/E}$, – не превышает значений предельной условной гибкости свесов, равной $\bar{\lambda}_{uf} = 0,36 + 0,10\bar{\lambda}$ по табл. 10 [4, формула (37)],

где, $\bar{\lambda}$ – **наибольшая** условная гибкость подкрановой ветви **из двух: или относительно оси $<2-2>$, т.е. в плоскости поперечной рамы** ($\bar{\lambda}_{2-2} = \lambda_{2-2} \cdot \sqrt{R_y/E}$, $\lambda_{2-2} = l_{ef,2-2}/i_{2-2}$) **или относительно оси $<y-y>$, т.е. из плоскости поперечной рамы** ($\bar{\lambda}_{y-y} = \lambda_{y-y} \cdot \sqrt{R_y/E}$, $\lambda_{y-y} = l_{ef,y-y}/i_{y-y}$);

здесь $l_{ef,2-2} = l_{e,2-2}$, $i_{2-2} = \sqrt{J_{2-2,1}/A_2}$;

$$l_{ef,y-y} = H_{o,2}, \quad i_{y-y} = \sqrt{J_{y-y,2}/A_2}.$$

Примечания.

1) Формулы табл. 10 [4] справедливы при значениях $\bar{\lambda}$ – как наибольшей предельной условной гибкости наружной или подкрановой ветви в пределах $0,8 \leq \bar{\lambda} \leq 4$.

2) При значениях $\bar{\lambda} < 0,8$ или $\bar{\lambda} > 4$ следует их принимать соответственно $\bar{\lambda} = 0,8$ и $\bar{\lambda} = 4$, п. 7.3.8 [4].

3.3. Основы конструирования и расчета баз колонн ОПЗ, оборудованных опорными мостовыми кранами

3.3.1. Структура баз колонн ОПЗ и их типы

Базы колонн служат для передачи усилий от стержней к фундаментам.

В состав базы внецентренно сжатой (сжато-изогнутой) колонны поперечной рамы ОПЗ с жесткими нижними узлами входят следующие конструктивные элементы:

- плита базы;
- вертикальные траверсы:
 - одностенчатые траверсы в базах легких колонн постоянного сечения (рис. 3.23);
 - две единые траверсы в базах сквозных колонн постоянного сечения (рис. 3.24);
 - две единые траверсы в базах колонн сплошного сечения с одной осью симметрии (рис. 3.25);
 - четыре отдельные траверсы в базах колонн сплошного сечения также с одной осью симметрии (рис. 3.26);
 - четыре траверсы в базах сквозного сечения с одной осью симметрии с двумя ветвями (рис. 3.27);
- анкерные болты:
 - четыре – в базах по рис.: 3.23; 3.24; 3.25; 3.26;

• восемь – в сквозных колоннах с раздельными базами (рис. 3.27);

– анкерные плитки:

- две в базах по рис.: 3.24; 3.25; 3.26;
- четыре в базах по рис. 3.27 (по две на каждую ветвь).

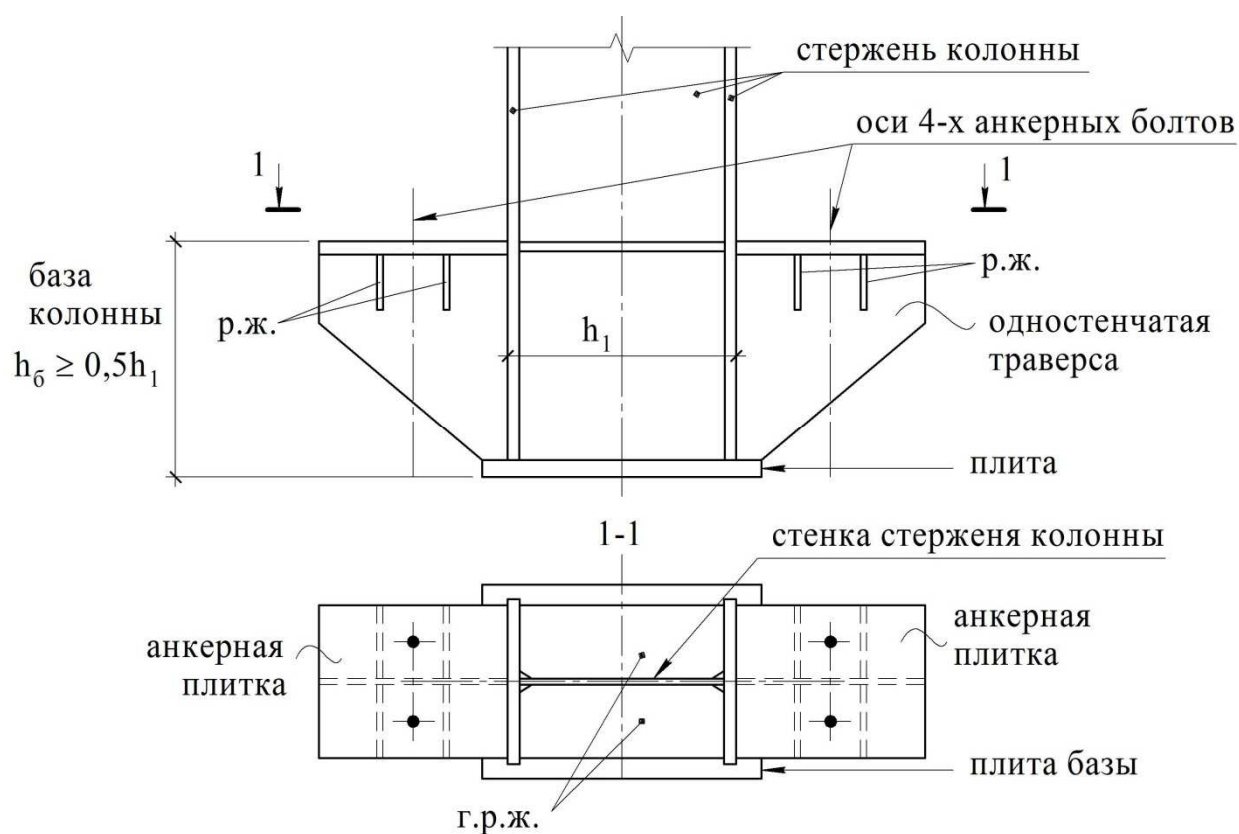


Рис. 3.23 – База с одностенчатой траверсой в колоннах постоянного сплошного сечения, обеспечивает жесткий узел

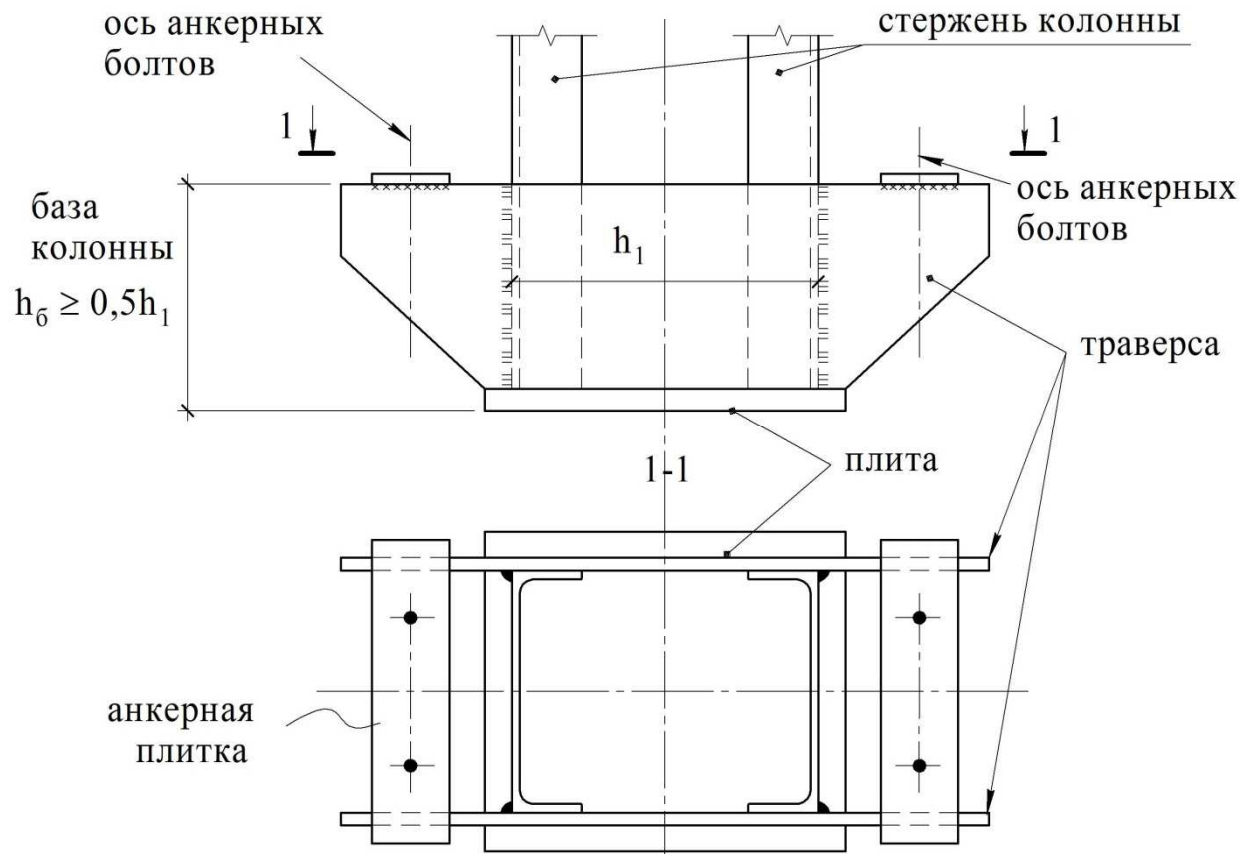


Рис. 3.24 – База с двумя общими траверсами в колоннах постоянного сквозного сечения, обеспечивает жесткий узел

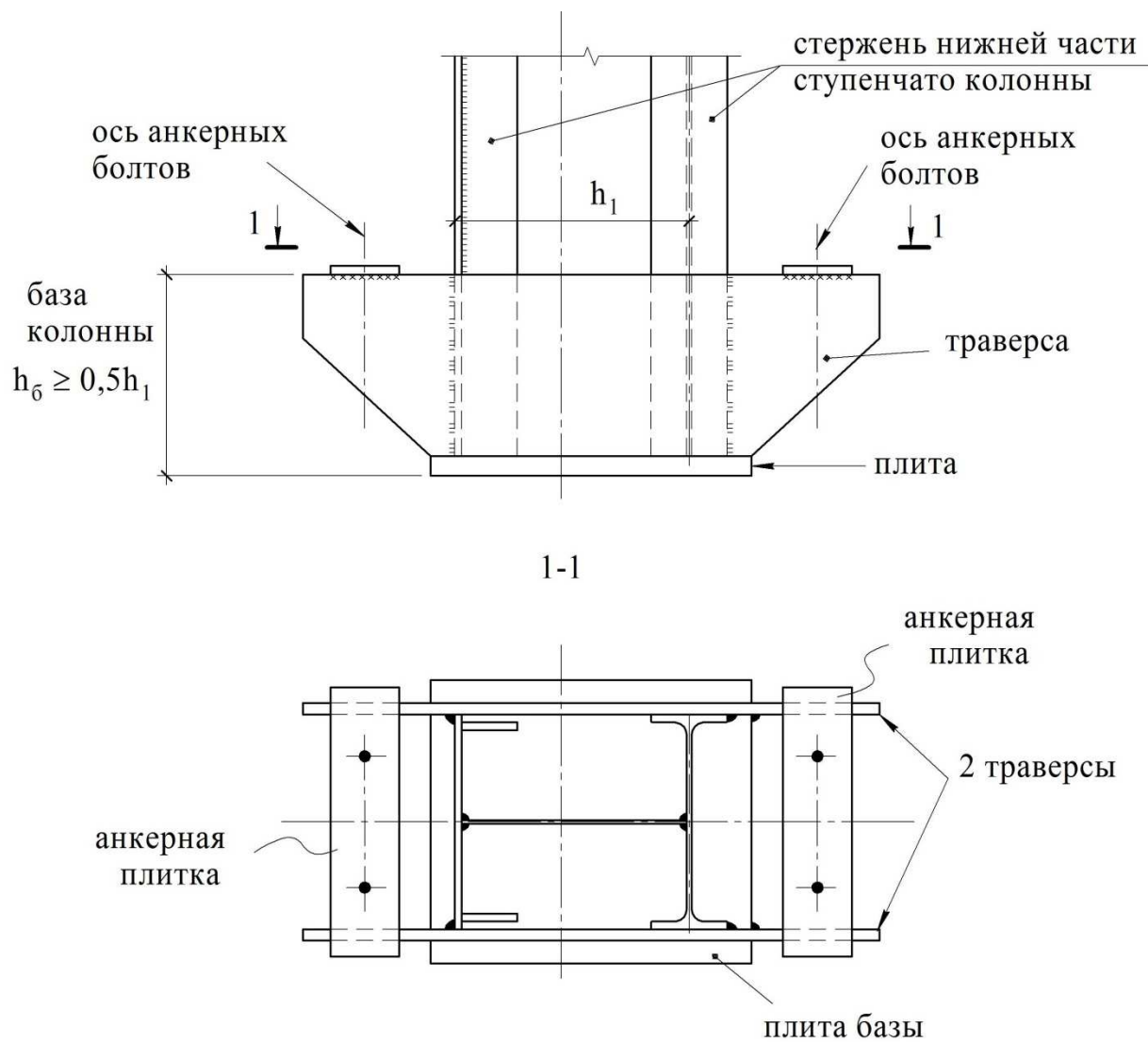


Рис. 3.25 – База с двумя общими траверсами в ступенчатой колонне сплошного сечения, обеспечивает жесткий узел

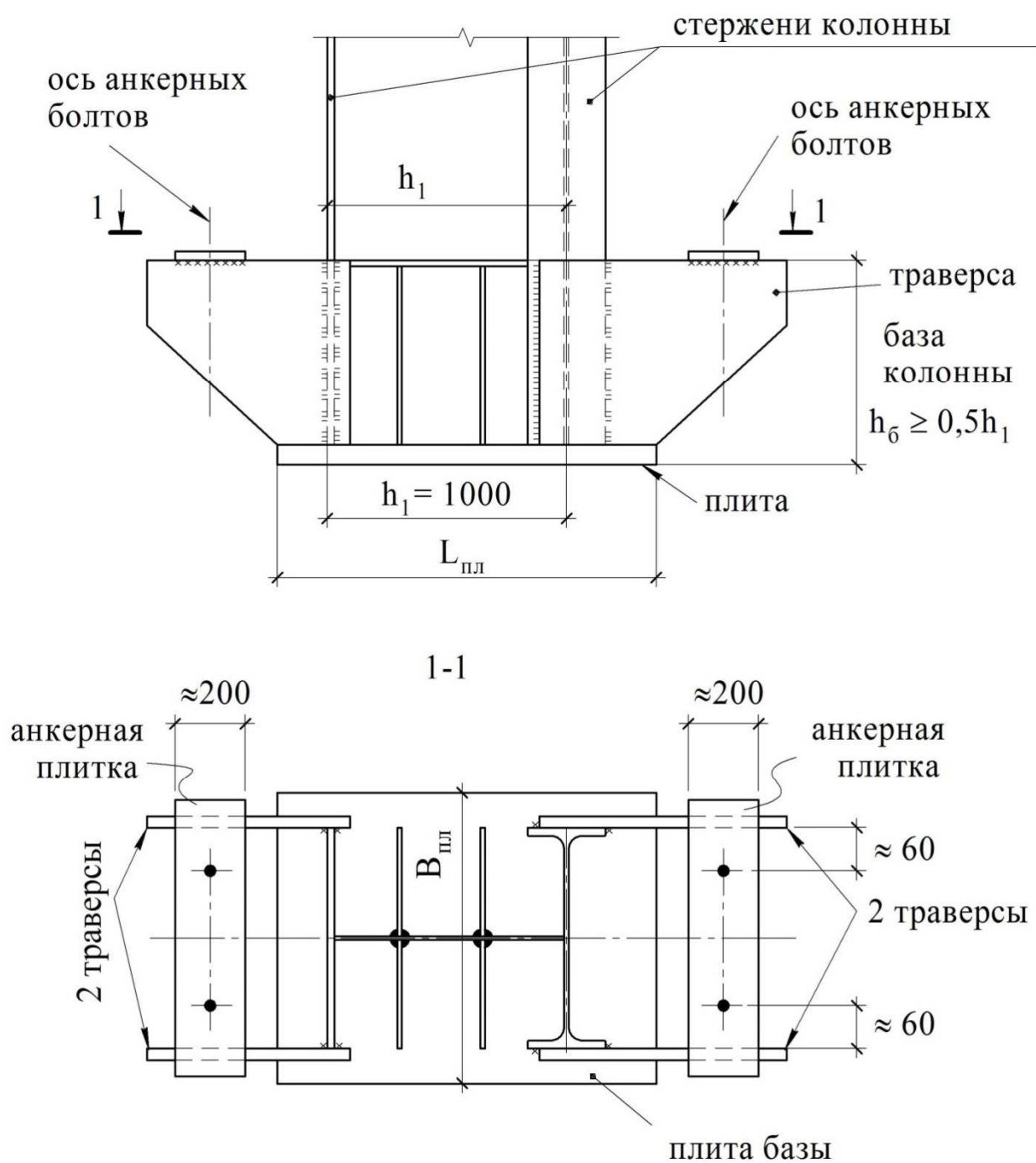


Рис. 3.26 – База с четырьмя отдельными траверсами в ступенчатой колонне сплошного сечения, обеспечивает жесткий узел

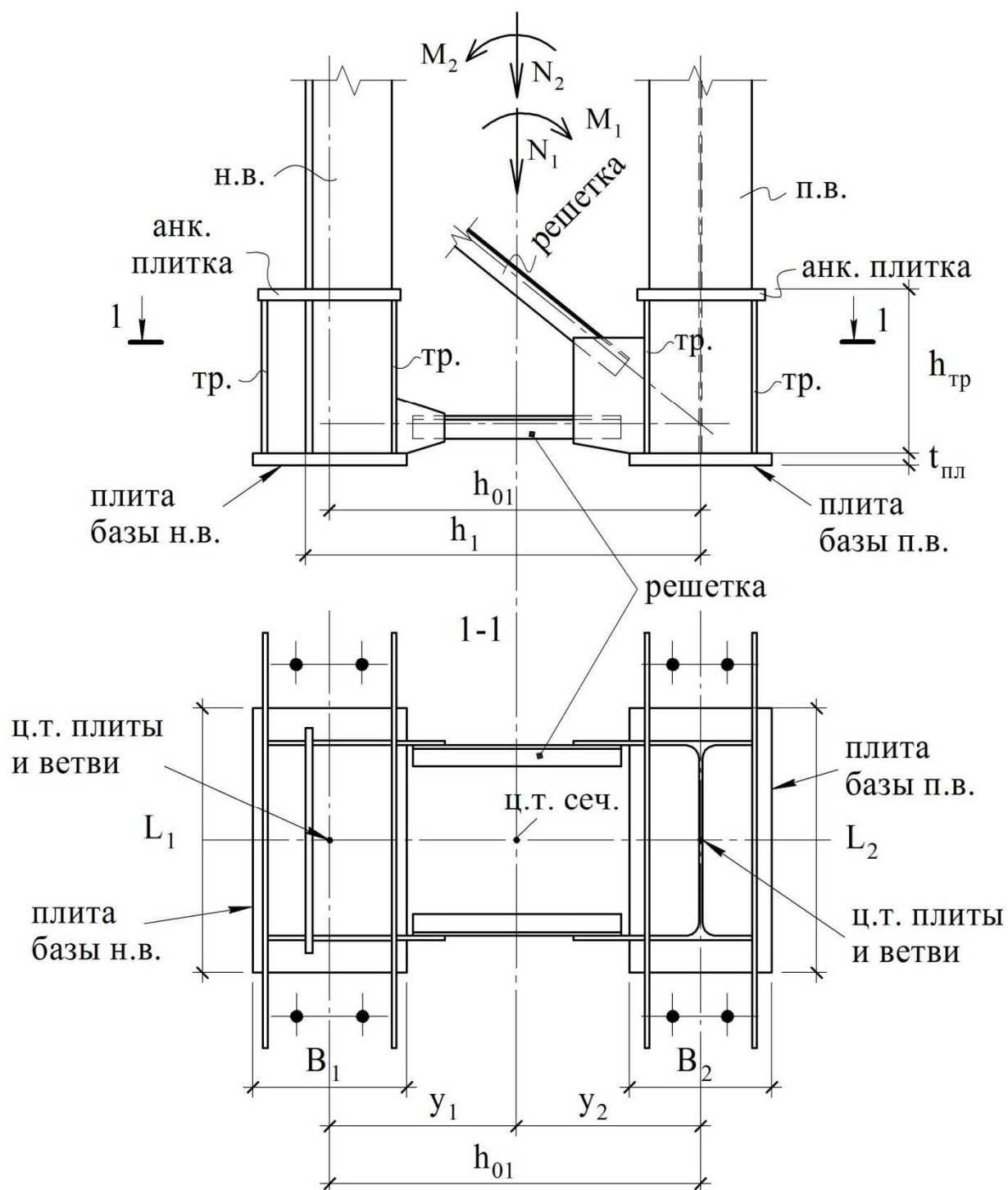


Рис. 3.27 – База колонны сквозного сечения:
2 ветви, по 2 траверсы, по 4 анкерных болта обеспечивает жесткий узел

3.3.2. Основы статического и конструктивного расчетов элементов базы сплошной внецентренно сжатой колонны

На рис. 3.28 приведена конструктивная схема базы с расчетной комбинацией усилий (N, M) , дающей наибольшие краевые напряжения сжатия бетона $(\sigma_{в, макс})$.

Здесь: $\langle L \rangle$, $\langle B \rangle$ (см. сечение 1-1 к рис. 3.28) соответственно задаваемые длина (L) и ширина (B) плиты базы;

$-q_{a, макс} = \sigma_{в, макс}$ – краевое значение реактивного отпора фундамента:

$$\sigma_{в, макс} = -\frac{N_1}{A_{пл}} - \frac{M_1}{W_{пл}} = -\frac{N_1}{B \cdot L} - \frac{6M_1}{B \cdot L^2} \leq \psi \cdot R_{в, loc} \quad (3.65)$$

которое может иметь **два значения** в зависимости от соотношения влияния нормальной силы $(\langle N \rangle)$ и изгибающего момента $\langle M \rangle$ в формуле (3.65): эпюра а) и эпюра б).

По эпюре а), где

$$-q_{1, a, макс} = -\frac{N_1}{B \cdot L} - \frac{M_1}{W_{пл}} \leq \psi \cdot R_{в, loc} \text{ – на всей длине плиты } \langle L \rangle$$

имеет место сжатия.

По эпюре б), где

$$-q_{2, a, макс} = -\frac{N_2}{B \cdot L} - \frac{M_2}{W_{пл}} \leq \psi \cdot R_{в, loc} \text{ – на части длины плиты } (C)$$

сжатие, а на другой отрыв плиты от поверхности бетона:

$$+q_{3, a} = -\frac{N_2}{B \cdot L} + \frac{M_2}{W_{пл}} \text{ – на другой части плиты } \langle L - C \rangle \text{ реактивное}$$

давление бетона отсутствует. Здесь индексы (1, 2) при усилиях $\langle N \rangle$ и $\langle M \rangle$ указывают на степень относительного влияния $\langle N \rangle$ или $\langle M \rangle$ на реактивное давление бетона на плиту базы.

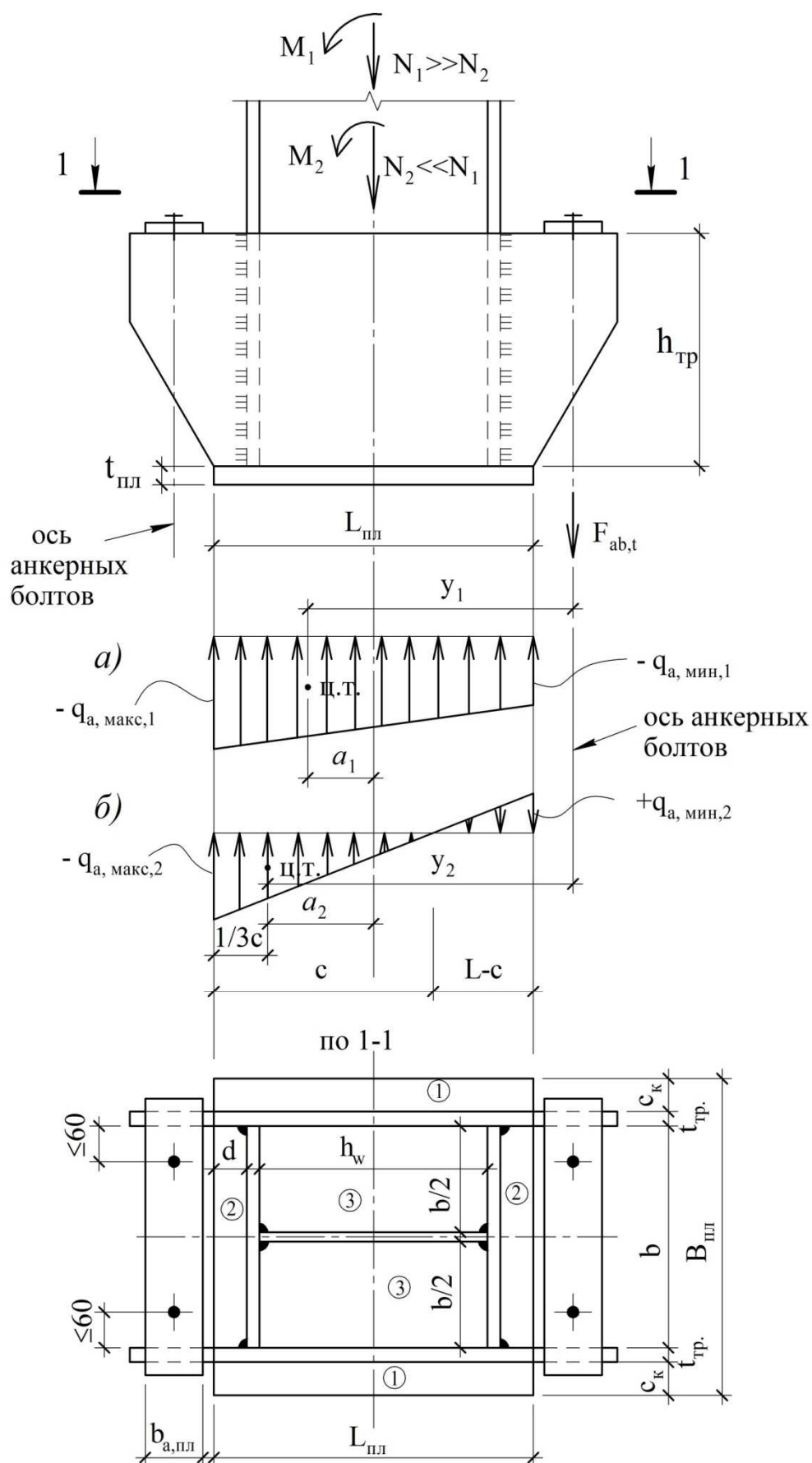


Рис. 3.28 – К расчету элементов базы сплошного сечения

а) Расчет размеров плиты базы в плане:

Ширина плиты базы (B) определяется из конструктивных соображений с учетом назначения величин консольных участков $< C_K >$ (см. рис. 3.28) по усмотрению проектировщика в пределах $(50 \div 100)$ мм. Тогда размер $< B >$ будет равен:

$$B = e_K + 2t_{mp} + 2C_K, \quad (3.66)$$

где: $e_K = e_H$ – ширина поперечного сечения нижней части стержня колонны сплошного сечения.

Тогда из неравенства (3.65) длина плиты базы будет определена по формуле:

$$L_{пл} = \frac{N_1}{2B \cdot \psi \cdot R_{B,loc}} + \sqrt{\left[\frac{N_1}{2B \cdot \psi \cdot R_{B,loc}} \right]^2 + \frac{6M_1}{B \cdot \psi \cdot R_{B,loc}}}, \quad (3.67)$$

где: коэффициент $\psi = 0,75$ при неравномерном распределении напряжений в бетоне под плитой внецентренно сжатой базы;

$$R_{B,loc} = \varphi_B \cdot R_{B,tem} \text{ – расчетное сопротивление бетона сжатию [13]}$$

при местном действии сжимающей силы (локальное смятие);

$$\text{здесь: } \varphi_B = 0,8 \sqrt{A_{B,макс} / A_{пл}},$$

$$1 \leq \varphi_B \leq 2,5 \text{ – при наличии у } A_{B,макс} \text{ и } A_{пл} \text{ одного центра тяжести;}$$

$A_{B,макс}$ – площадь бетона оголовка фундамента;

$$R_{B,tem} = R_B \cdot \gamma_{B,t} \text{ – расчетное сопротивление бетона [13] сжатию для}$$

ПС I гр. в зависимости от $t^\circ C$;

$$R_B = R_{B,n} / \gamma_B \text{ – расчетное сопротивление бетона осевому сжатию;}$$

$$R_{B,n} = R_B (0,77 - 0,001 R_B) \text{ – нормативное сопротивление бетона [13]}$$

осевому сжатию (призменная прочность бетона);

R_B – сопротивление бетона, численно равно классу бетона $< B >$ по прочности на сжатие, т.е. $R_{B,n} < R_B$;

$$\gamma_{B,t} = 1,5 \text{ – при сжатии [13] при } t^\circ \leq 50^\circ C \text{ для I гр. ПС;}$$

$\gamma_e = 1,0$ – для I гр. ПС при сжатии по несущей способности [13].

б) Расчет толщины плиты базы:

Расчет толщины плиты базы производят в запас по наибольшему краевому реактивному отпору бетона на каждом из рассматриваемых участков, которые получаются между габаритами поперечного сечения стержня, траверс и краями плиты в плане (рис. 3.25, сечение 1-1). Значения изгибающих моментов на участках $< 1 >$, $< 2 >$, $< 3 >$ можно получить по следующим формулам:

$$M_1 = q_{1, \max} \cdot C_K^2 / 2 \text{ – на консольных участках;}$$

$M_2 = \alpha_2 \cdot q_{2, \max} \cdot e^2 / 2$, где $\alpha_2 = f(d/e)$ по табл. Б.Г. Галеркина [7, 17]; при отношении $d/e < 0,5$ участок $< 2 >$ рассматривают как консольный;

$$M_3 = \alpha_3 \cdot q_{3, \max} \cdot \left(\frac{e}{2} \right)^2, \text{ где } \alpha_3 = f\left(\frac{h_{\omega}}{e/2} \right); \text{ при отношении}$$

$h_{\omega}/e/2 > 2$ изгибающий момент определяют как в балке на двух опорах

при равномерной нагрузке, т.е. $M_3 = q_{3, \max} \cdot \frac{h_{\omega}^2}{8}$.

Здесь в формулах для изгибающих моментов $< M_1, M_2, M_3 >$ реактивный отпор фундамента на полосе шириной в 1 см равен $q_i = q_{a,i} \cdot 1$ в [кН/см], где $q_{a,i}$ – в [кН/см²] = σ_{δ} .

По наибольшему изгибающему моменту из полученных $< M_1, M_2, M_3 >$ принимается расчетный $< M_{расч} >$ для определения толщины плиты из граничного условия I ПС.

$$M_{расч} \leq W_{пл} \cdot R_y \cdot \gamma_c,$$

где $W_{пл} = 1 \cdot t_{пл}^2 / 6$.

$$\text{Отсюда } t_{пл} \geq \sqrt{6M_{расч} / (R_y \cdot \gamma_c)}. \quad (3.68)$$

После расчета толщину плиты рекомендуется уточнить с учетом сортамента проката в пределах $20 \leq t_{пл} \leq 40$ мм.

Если по расчету $< t_{пл} >$ окажется больше 40 мм, то следует уменьшить изгибающий момент на соответствующем участке плиты путем введения дополнительного ребра жесткости, разделяющего данный участок на два меньших размеров.

Примечание. При компоновке схемы опирания стержня колонны и траверс на плиту следует избегать резких отличий в величинах изгибающих моментов $< M_1, M_2, M_3 >$, изменяя расчетные схемы участков $< 1, 2, 3 >$.

в) Расчет высоты и толщины траверс:

Высота траверсы может быть определена по требуемой длине сварного углового шва, соединяющего траверсу со стержнем колонны, увеличенной на непровар концов шва, т.е.

$$h_{mp} = l_{\omega, mp} + 2 \cdot 5 \text{ мм}, \quad (3.69)$$

Длину сварного шва ($l_{\omega, mp}$) можно определить по расчетным усилиям (N, M), действующим на внецентренно сжатый стержень колонны на уровне низа базы, т.е. из граничного условия I ПС для одного шва:

$$\left(\frac{N_1}{2} + \frac{M_1}{2h_1} \right) / 2 \leq l_{\omega} \cdot \beta \cdot R_{\omega} \cdot \gamma_c. \quad (3.70)$$

Здесь параметры β и R_{ω} принимают по меньшим значениям: или по металлу шва, т.е. $\beta = \beta_f$, $R_{\omega} = R_{\omega f}$, или по металлу границы сплавления, т.е. $\beta = \beta_z$, $R_{\omega} = R_{\omega z}$.

Тогда длина шва (l_{ω}) будет приниматься большей из двух, т.е. $l_{\omega, макс} = (l_{\omega, f} \text{ или } l_{\omega, z})$:

$$l_{\omega, f} = \left(\frac{N_1}{2} + \frac{M_1}{2h_1} \right) / 2 / (\beta_f \cdot k_f \cdot R_{\omega f} \cdot \gamma_c) - \text{по металлу шва};$$

$l_{\omega,z} = \left(\frac{N_1}{2} + \frac{M_1}{2h_1}\right)/2/(\beta_z \cdot k_f \cdot R_{\omega z} \cdot \gamma_c)$ – по металлу границы сплавления.

Здесь $\frac{N_1}{2} + \frac{M_1}{2h_1}$ – усилие, приходящееся на одну траверсу,

$\left(\frac{N_1}{2} + \frac{M_1}{2h_1}\right)/2$ – доля усилия, приходящаяся на один шов.

Толщину траверсы (t_{mp}) можно предварительно определить из граничного условия прочности на изгиб консольного участка одной траверсы под действием усилия растяжения одного анкерного болта ($F_{a,e}$), т.е.

$$M_{mp} \leq W_{mp} \cdot R_y \cdot \gamma_c,$$

где: $M_{mp} = F_{a,e} \cdot l_k$, l_k – расстояние от оси анкерного болта до ближайшего сварного шва (у наружной полки стержня колонны);

$W_{mp} = t_{mp} \cdot h_{mp}^2 / 6$ – момент сопротивления поперечного сечения траверсы.

Отсюда толщина траверсы

$$t_{mp} \geq 6F_{a,e} \cdot l_k / (h_{mp}^2 \cdot R_y \cdot \gamma_c), \quad (3.71)$$

которую следует проверить на прочность при одновременном действии M_{mp} и $Q_{mp} = F_{a,e}$:

$$\sigma_{прив} = \sqrt{\sigma_{x,mp}^2 + 3\tau_{ср,mp}^2} = \sqrt{\left(\frac{M_{mp}}{W_{mp}}\right)^2 + 3\left(\frac{F_{a,e}}{A_{mp}}\right)^2} \leq 1.15 \cdot R_y \cdot \gamma_c; \quad (3.72)$$

Здесь $A_{mp} = t_{mp} \cdot h_{mp}$ – площадь поперечного сечения траверсы. Из конструктивных соображений толщина траверс принимается в пределах $\geq 10-16$ мм, высота траверсы ограничена длиной углового шва $h_{mp} \leq 85\beta_f \cdot \kappa_f$.

г) Расчет анкерных болтов:

Расчетное усилие растяжения в анкерных болтах определяют из условия равновесия всех сил относительно центра тяжести сжатой зоны бетона под плитой базы:

$$M_1 - N_1 \cdot a_{1,2} - \sum F_{a,v} \cdot y_{1,2} = 0, \text{ а также условия } M_1/N_1 \geq L_{пл}/6,$$

где: $a_{1,2}$ – расстояния от центра тяжести сжатой зоны бетона (a_1 – по эпюре a), рис. 3.28; a_2 – по эпюре б), рис. 3.28 до оси стержня ц.т. плиты);

$y_{1,2}$ – расстояния от центра тяжести сжатой зоны бетона (y_1 – по эпюре a), рис. 3.28; y_2 – по эпюре б), рис. 3.28) до оси анкерного болта;

$\sum F_{a,v}$ – расчетное усилие в анкерных болтах ($n_{ав}$) со стороны растянутой зоны.

Тогда усилие в одном анкерном болте будет равно

$$F_{ав} \geq (|M_{1(2)}| - |N_{1(2)} \cdot a_{1(2)}|) / n_{ав} / y_{1,2}, \quad (3.73)$$

где: расчетные усилия следует учитывать по абсолютным величинам; площадь анкерного болта по резьбе (нетто) будет равна: $A_{ав,n} = F_{ав} / R_{ав}$, $R_{ав}$ – по табл. Г.7 [4];

$n_{ав}$ – количество анкерных болтов на одной стороне базы (со стороны растяжения); для рис. 3.28 $n_{ав} = 2$; в формуле (3.73) $< M_{1(2)} >$ и $< N_{1(2)} >$ – принимаются по расчетной комбинации усилий (нагрузок) дающей наибольшие растягивающие усилия в анкерных болтах.

д) Расчет анкерной плитки (рис. 3.29):

Анкерная плитка работает как балка на двух опорах, которыми являются траверсы, нагруженная усилиями растяжения анкерных болтов (рис. 3.29).

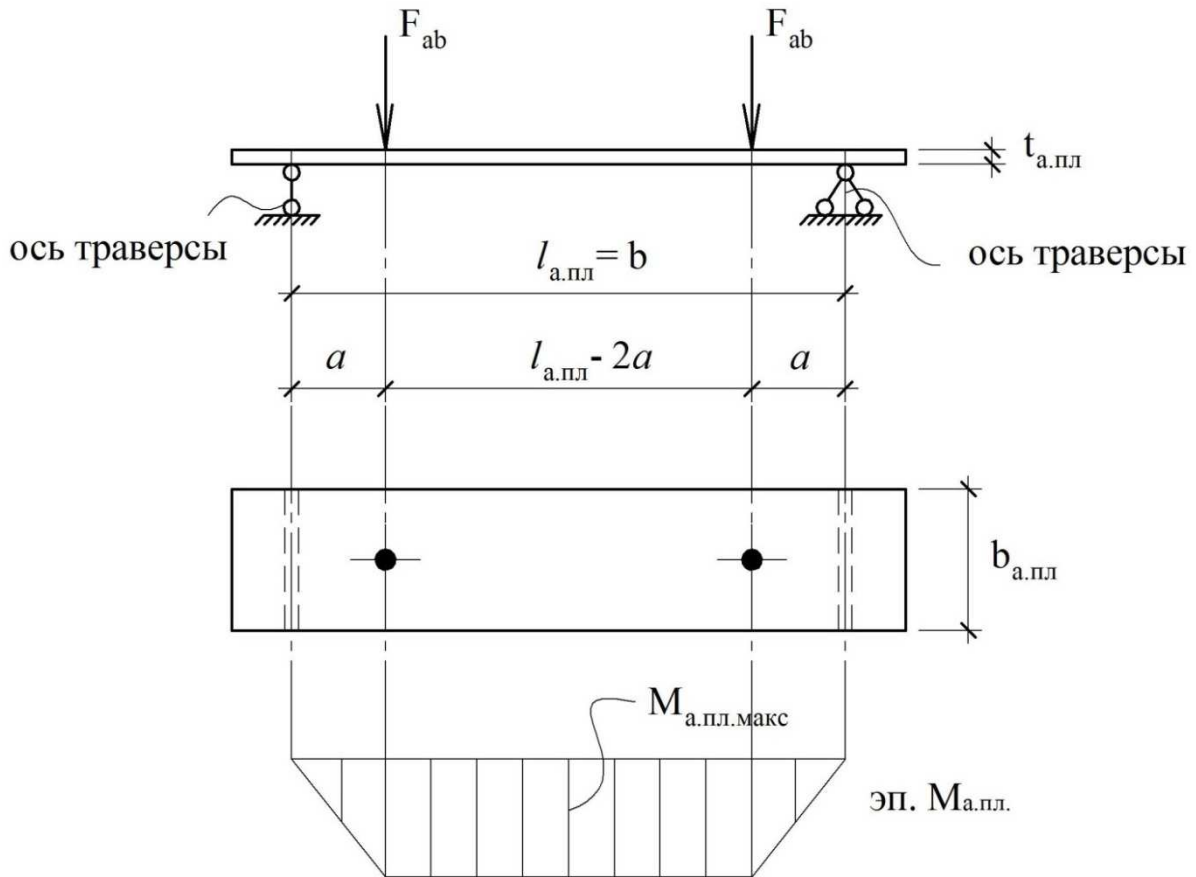


Рис. 3.29 – К расчету анкерной плитки

При симметричном размещении анкерных болтов наибольший изгибающий момент в анкерной плитке будет в зоне чистого изгиба, который можно определить по формуле:

$$M_{\text{макс}} = F_{ав} \cdot a ,$$

где $a \geq 60 \text{ мм}$ – расстояние от оси траверсы до оси отверстия под анкерный болт.

Исходя из граничного условия прочности на изгиб:

$$M_{\text{макс}} \leq W_{a,пл} \cdot R_y \cdot \gamma_c , -$$

получим толщину анкерной плитки:

$$t_{a,пл} \geq \sqrt{\frac{6M_{\text{макс}}}{b_{a,пл} \cdot R_y \cdot \gamma_c}} . \quad (3.74)$$

Здесь $b_{a,пл}$ – ширина анкерной плитки.

$W_{a,нл} = t_{a,нл}^2 \cdot e_{a,нл} / 6$ – момент сопротивления поперечного сечения анкерной плитки.

Полученную по расчету толщину анкерной плитки следует округлять в большую сторону до ближайшей толщины проката по ГОСТ 27772-2015*.

3.3.3. Особенности расчетов элементов баз в сквозных колоннах

Как показано на рис. 3.27, в сквозных стержнях колонн (как правило, это нижние части стержней ступенчатых колонн) базы компонуются раздельными из двух ветвей, работающих на свои расчетные комбинации нагрузок (усилий) при определении размеров $B_{нл}$, $L_{нл}$, $t_{нл}$, $h_{тр}$, $t_{тр}$:

– для наружной ветви

$$N_{e1} = |N_1| \cdot \frac{y_1}{h_{01}} + |M_1| / h_{01};$$

– для подкрановой ветви

$$N_{e2} = |N_2| \cdot \frac{y_2}{h_{01}} + |M_2| / h_{01}, \text{ – как в центрально сжатых стержнях.}$$

Анкерные болты рассчитывают на свои комбинации усилий, создающих в них наиболее невыгодные усилия растяжения:

– в наружной ветви из условия

$$\sum F_{ав,1} \cdot h_{01} \leq M_{1,макс} - N_{1,мин} \cdot y_1;$$

– в подкрановой ветви из условия

$$\sum F_{ав,2} \cdot h_{01} \leq M_{2,макс} - N_{2,мин} \cdot y_2.$$

} (3.75)

Сечения анкерных болтов принимают одинаковыми по наибольшему усилию анкерного болта при наибольших усилиях $F_{ав,макс}$, т.е.

$$F_{ав,макс} = \sum F_{ав,макс} / n_{ав}.$$

Площадь поперечного сечения одного анкерного болта определяется из условия

$$A_{ав,н} = F_{ав,макс} / (n_{ав} \cdot R_{ав}), \quad (3.76)$$

где $A_{ав,н}$ – площадь анкерного болта по резьбе;

$R_{ав}$ – расчетное сопротивление материала стали для анкерных болтов (табл. Г.7 [4]).

$n_{ав}$ – число анкерных болтов на одной ветви.

3.4. Основы конструирования и расчета узлов сопряжений участков колонн в уровне подкрановых балок

а) в колоннах крайних рядов ступенчатого сплошного сечения (рис. 3.30):

Здесь на уступ колонны опираются подкрановые балки. Для этого в месте уступа конструируют подкрановую траверсу. Высота подкрановой траверсы принимается в пределах (рис. 3.30)

$$h_{n.mp} = (0,5 - 0,8)h_1.$$

Давление от мостовых кранов на стенку траверсы через подкрановую балку и плиту (пояс) траверсы толщиной $t_{nl} = (16 - 20)$ мм передается или на всю ширину уступа (рис. 3.30) или только через нижний пояс подкрановой балки (рис. 3.31а).

Для улучшения работы стенки подкрановой траверсы ее верхний торец фрезеруют и проверяют на местной смятие по формуле

$$\sigma_{loc} = D_{макс} / (l_{ef} \cdot t_{ω,mp}) \leq R_p \cdot \gamma_c, - \quad (3.77)$$

где $l_{ef} = e_{o.p.n.б} + 2t_{nl}$ – условная длина распределения местного давления $D_{макс}$ на стенку траверсы.

В приближенных расчетах угловых швов $\kappa_{f,1}$ допускается (в запас прочности) передавать расчетные сочетания усилий (N_1, M_1 или N_2, M_2), полученные в т. B_c расчетной схемы, только через полки верхней части колонны (h_2), т.е.

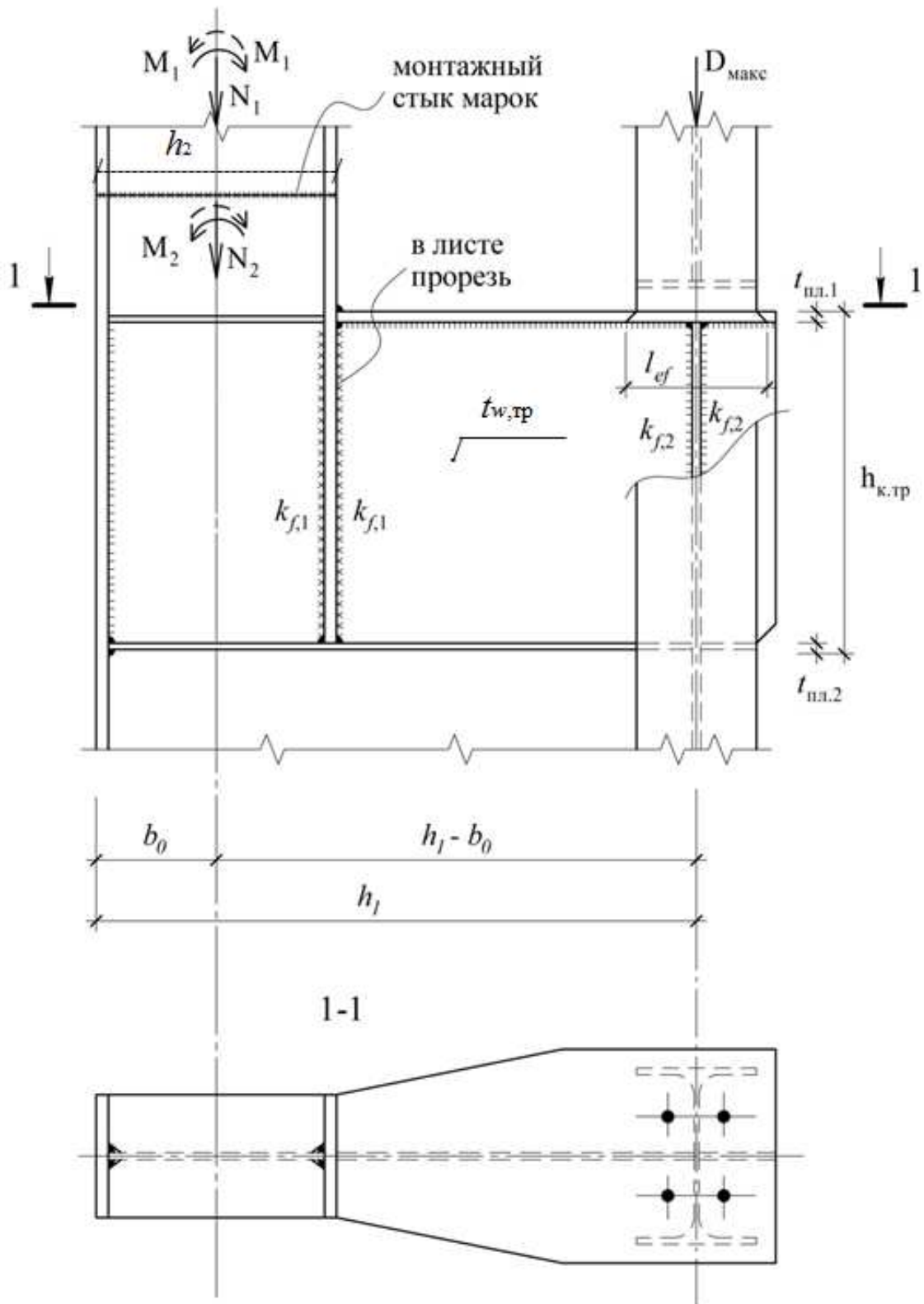


Рис. 3.30 – Конструктивная схема узла сопряжения верхней и нижней частей ступенчатой колонны сплошного сечения в колоннах крайних рядов

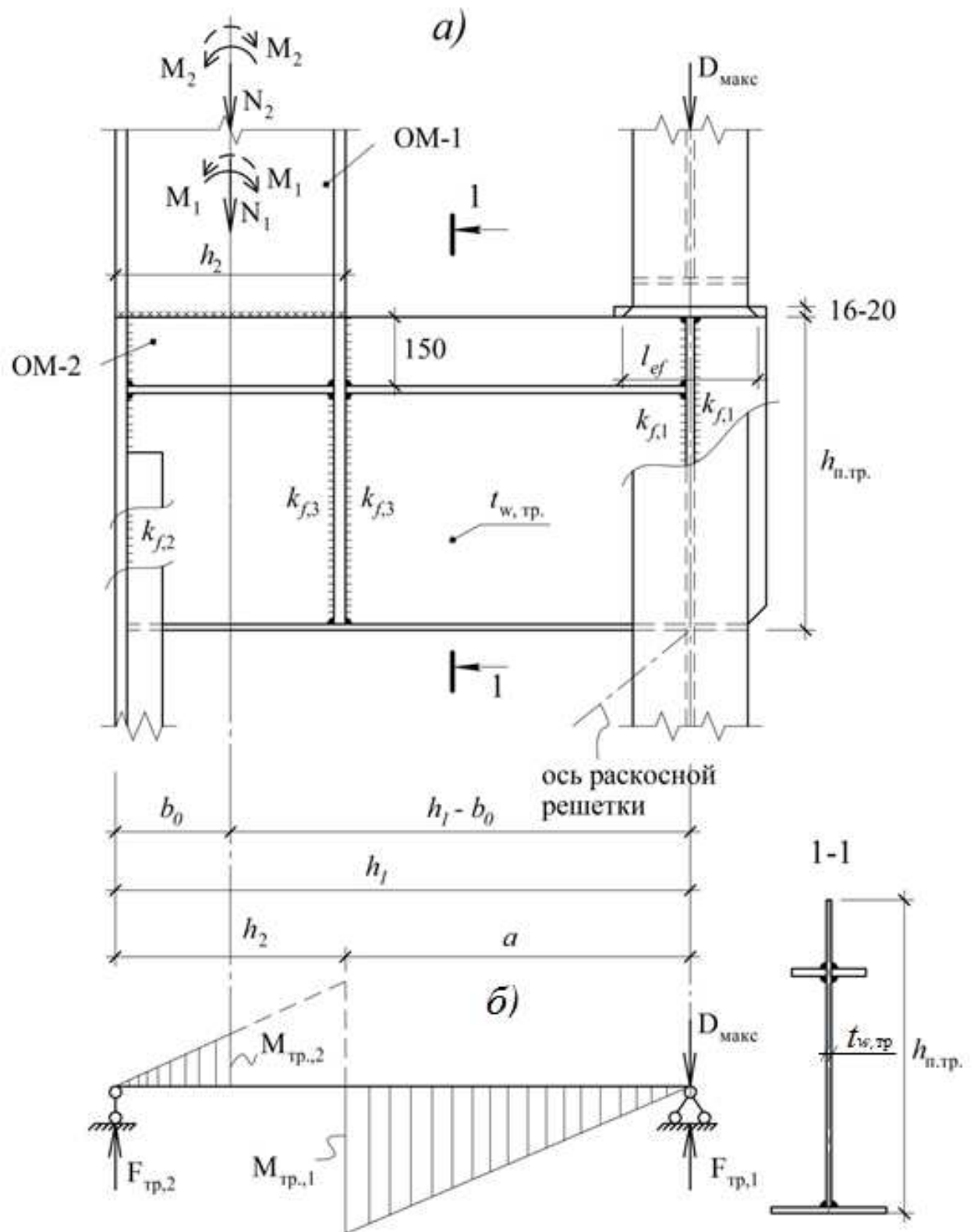


Рис. 3.31 – Конструктивная схема узла сопряжения верхней и нижней частей ступенчатой колонны сквозного сечения в колоннах крайних рядов

$$N_{f,1} = -\frac{N_1}{2} - \frac{M_1}{h_2} \quad \text{или} \quad N_{f,2} = -\frac{N_2}{2} + \frac{M_2}{h_2}.$$

Тогда при $|N_{f,1}| > |N_{f,2}|$ расчетный катет $\kappa_{f,1}$ углового шва $l_{\omega,1}$ будет определяться формулой:

$$\kappa_{f,1}^{(1)} \geq N_{f,1}^{\max} / (4\beta_f \cdot l_{\omega,1} \cdot R_{\omega f} \cdot \gamma_c) \text{ — по металлу шва или}$$

$$\kappa_{f,1}^{(1)} \geq N_{f,1}^{\max} / (4\beta_z \cdot l_{\omega,1} \cdot R_{\omega z} \cdot \gamma_c) \text{ — по металлу границы сплавления.}$$

Здесь рекомендуется принимать $l_{\omega,1} = h_{n.mp} - 2 \cdot 5 \text{ мм}$.

Угловой шов $l_{\omega,2}$ крепления подкрановой траверсы к подкрановой балке рассчитывают на наибольшее усилие из двух для т. $\langle B_A \rangle$ расчетной схемы поперечной рамы, т.е. для поперечного сечения $\langle h_1 \rangle$:

$$\begin{aligned} N_{f,2} &= -N_2 \cdot \frac{0,5h_2}{h_1 - 0,5h_2} - \frac{M_2}{h_1} + D_{\max}; \\ N_{f,2} &= -N_2 \cdot \frac{0,5h_2}{h_1 - 0,5h_2} + \frac{M_2}{h_1} + D_{\max}. \end{aligned} \quad (3.78)$$

Тогда расчетный катет углового шва $\langle \kappa_{f,2} \rangle$ можно определить по формуле:

$$\kappa_{f,2} \geq N_{f,2,\max} / (4\beta_f \cdot l_{\omega,2} \cdot R_{\omega f} \cdot \gamma_c) \text{ — по металлу шва или}$$

$\kappa_{f,2} \geq N_{f,2,\max} / (4\beta_z \cdot l_{\omega,2} \cdot R_{\omega z} \cdot \gamma_c) \text{ — по металлу границы сплавления.}$

Здесь также как и в предыдущем случае $l_{\omega,2} = h_{n.mp} - 2 \cdot 5 \text{ мм}$.

б) в колоннах крайних рядов с нижней частью стержня сквозного сечения (рис. 3.31а):

Здесь в целях упрощения монтажного стыка двух марок крайней колонны (ОМ-1, ОМ-2) верхний пояс подкрановой траверсы смещают вниз на $\approx 1/5 h_{n.mp}$, а верхнюю кромку стенки укрепляют распределительным поясом только в пределах подкрановой ветви.

Так как нижняя часть стержня колонны принята сквозного сечения, то подкрановая траверса работает как балка-стенка на поперечный изгиб. При этом опорные реакции в балке-стенке следует определять от расчетных сочетаний усилий в сечении $\langle B_A \rangle$ расчетной схемы (см. п.3.2.4, б), т.е.: для опоры со стороны подкрановой ветви – на усилия $\langle N_1 \rangle$, $\langle M_1 \rangle$ (комбинация (1)); для опоры со стороны внутренней грани верхней части колонны – на усилия N_2 и M_2 (комбинация (2)).

Тогда опорные реакции можно определить по следующим формулам:

$$\begin{aligned} F_{n.mp,1}^{(1)} &= -\frac{M_1}{h_1} - N_1 \cdot \frac{0,5h_2}{h_1 - 0,5h_2}; \\ F_{n.mp,2}^{(1)} &= +\frac{M_1}{h_1} - N_1 \cdot \frac{h_1 - 0,5h_2}{0,5h_2} \\ F_{n.mp,1}^{(2)} &= +\frac{M_2}{h_1} - N_2 \cdot \frac{0,5h_2}{h_1 - 0,5h_2}; \\ F_{n.mp,2}^{(2)} &= -\frac{M_2}{h_1} - N_2 \cdot \frac{h_1 - 0,5h_2}{0,5h_2}. \end{aligned} \quad (3.79)$$

Наибольшие изгибающие напряжения в подкрановой траверсе будут определены по формуле:

$$M_{n.mp, \max} / W_{n.mp} \leq R_y \cdot \gamma_c,$$

где $M_{n.mp, \max}$ – изгибающий момент из двух:

$$M_{n.mp}^{(1)} = F_{n.mp,1}^{(1)} \cdot (h_1 - h_2)$$

$$\text{или } M_{n.mp}^{(2)} = F_{n.mp,2}^{(2)} \cdot 0,5h_2. \quad (3.80)$$

Наибольшие усилия на срез будут на правой опоре

$$Q_{n.mp, \max}^{(1)} = F_{n.mp,1}^{(1)} + D_{\max} \cdot \kappa, \quad (3.81)$$

где $\kappa = 1,2$ – учитывает неравномерность передачи усилия $D_{\max}$ на опору.

Касательные напряжения на опоре подкрановой траверсы можно определить по формуле (как средние):

$$\tau_{n.mp} = Q_{n.mp, макс}^{(1)} / A_{n.mp} \leq R_s \cdot \gamma_c. \quad (3.82)$$

Расчетные катеты угловых швов на опорах следует определять по наибольшему значению из двух по формулам:

на правой опоре

$$\kappa_{f,1} \geq Q_{n.mp, макс}^{(1)} / (4\beta_f \cdot l_{\omega, mp} \cdot R_{\omega f} \cdot \gamma_c) - \text{по металлу шва};$$

$$\kappa_{f,1} \geq Q_{n.mp, макс}^{(1)} / (4\beta_z \cdot l_{\omega, mp} \cdot R_{\omega z} \cdot \gamma_c) - \text{по металлу границы сплавления};$$

на левой опоре

$$\kappa_{f,2} \geq F_{n.mp,2}^{(2)} / (2\beta_f \cdot l_{\omega, mp} \cdot R_{\omega f} \cdot \gamma_c) - \text{по металлу шва};$$

$$\kappa_{f,2} \geq F_{n.mp,2}^{(2)} / (2\beta_z \cdot l_{\omega, mp} \cdot R_{\omega z} \cdot \gamma_c) - \text{по металлу границы сплавления};$$

ния;

на внутреннем ребре от наибольших усилий в сечении $\langle B_C \rangle$ расчетной схемы:

$$\kappa_{f,3} \geq \left(-\frac{N_1}{2} - \frac{M_1}{h_2} \right) / (4\beta_f \cdot l_{\omega, mp} \cdot R_{\omega f} \cdot \gamma_c) - \text{по металлу шва};$$

$$\kappa_{f,3} \geq \left(-\frac{N_1}{2} - \frac{M_1}{h_2} \right) / (4\beta_z \cdot l_{\omega, mp} \cdot R_{\omega z} \cdot \gamma_c) - \text{по металлу границы}$$

сплавления.

в) в колоннах средних рядов с нижней частью стержня сквозного сечения (рис. 3.32):

Здесь опорные реакции в балке-стенке следует определять от расчетных сочетаний усилий (нагрузок) в сечении $\langle B_A \rangle$ расчетной схемы, т.е.:

для правой опоры на сочетание (1): N_1, M_1 ;

для левой опоры на сочетание (2): N_2, M_2 .

Опорные реакции будут соответственно равны:

$$\text{правая } F_{n.mp,1}^{(1)} = -\frac{N_1}{2} - \frac{M_1}{h_1}; \text{ левая } F_{n.mp,2}^{(1)} = -\frac{N_1}{2} + \frac{M_1}{h_1}$$

$$\text{или правая } F_{n.mp,1}^{(2)} = -\frac{N_2}{2} + \frac{M_2}{h_1}; \text{ левая } F_{n.mp,2}^{(2)} = -\frac{N_2}{2} - \frac{M_2}{h_1} . \quad (3.83)$$

Наибольшие изгибные напряжения в балке-стенке подкрановой траверсы можно определить по формуле:

$$M_{n.mp} / W_{n.mp} \leq R_y \cdot \gamma_c ,$$

где $M_{n.mp}$ – принимают по большему значению из двух:

$$M_{n.mp}^{(1)} = F_{n.mp,1}^{(1)} \cdot a$$

$$\text{или } M_{n.mp}^{(2)} = F_{n.mp,2}^{(2)} \cdot a . \quad (3.84)$$

Наибольшие усилия среза будут над одной из опор:

$$\text{или } Q_{n.mp,макс}^{(1)} = F_{n.mp,1}^{(1)} + D_{макс,прав.} \cdot \kappa ;$$

$$\text{или } Q_{n.mp,макс}^{(2)} = F_{n.mp,2}^{(2)} + D_{макс,лев.} \cdot \kappa , \quad (3.85)$$

где $\kappa = 1,2$ – учитывает неравномерность передачи усилия $D_{макс,лев(прав)}$ на опоры.

Касательные напряжения по одной из опор траверсы можно определить как средние по каждой комбинации усилий:

$$\tau_{n.mp}^{(1)} = Q_{n.mp,макс}^{(1)} / A_{n.mp} \leq R_s \cdot \gamma_c - \text{на правой опоре};$$

$$\tau_{n.mp}^{(2)} = Q_{n.mp,макс}^{(2)} / A_{n.mp} \leq R_s \cdot \gamma_c - \text{на левой опоре.} \quad (3.86)$$

Расчетные катеты угловых швов на опорах следует принять одинаковыми по наибольшему значению из двух **или**:

$$\kappa_{f,1}^{(1)} \geq Q_{n.mp,макс}^{(1)} / (4\beta_f \cdot l_{\omega,mp} \cdot R_{\omega f} \cdot \gamma_c) - \text{по металлу шва};$$

$$\kappa_{f,1}^{(2)} \geq Q_{n.mp,макс}^{(2)} / (4\beta_z \cdot l_{\omega,mp} \cdot R_{\omega z} \cdot \gamma_c) - \text{по металлу границы сплавления,} - \text{на правой опоре};$$

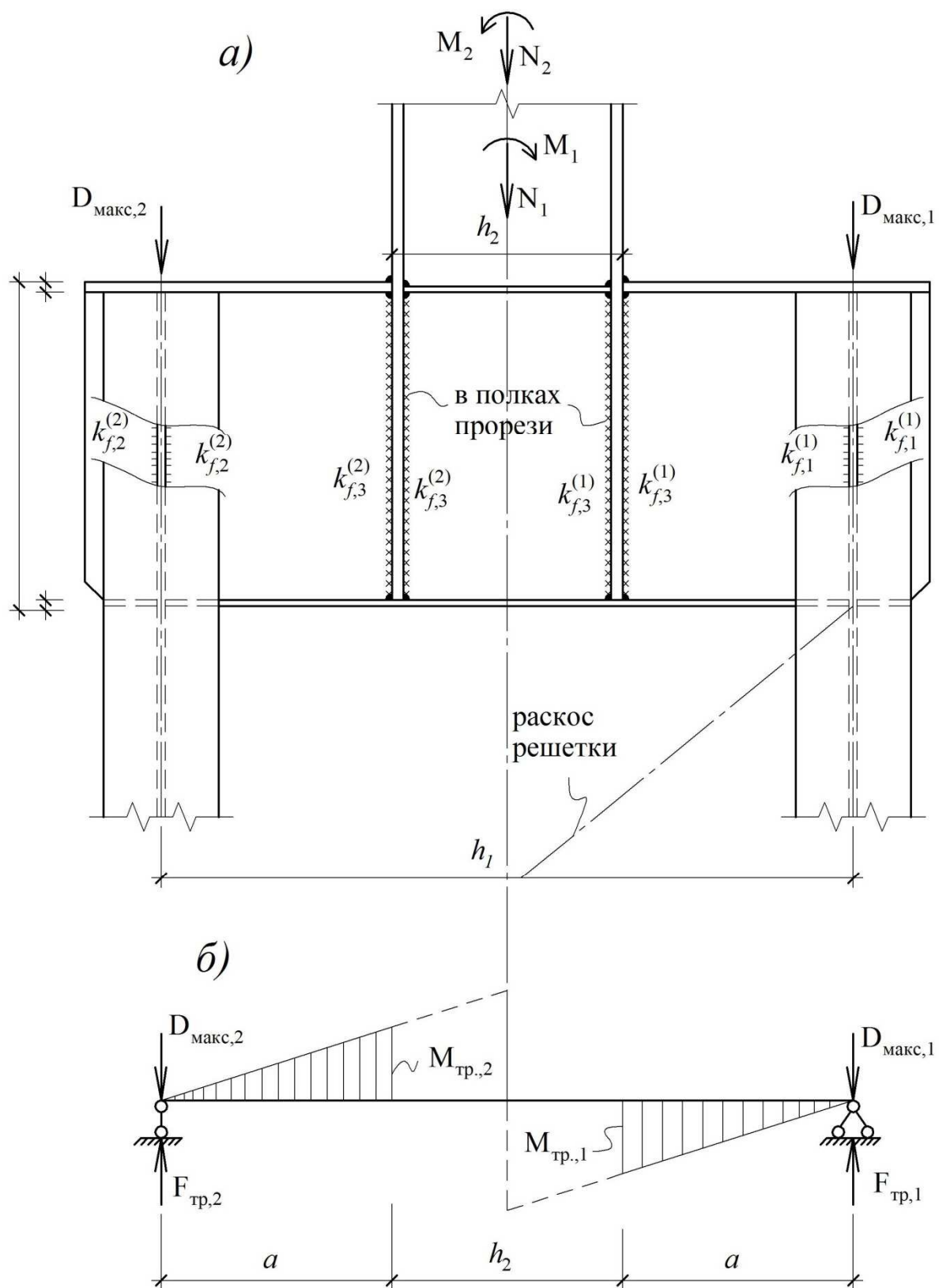


Рис. 3.32 – Узел колонны среднего ряда:
 а) Конструктивная схема узла подкрановой траверсы;
 б) Расчётная схема подкрановой траверсы при изгибе.

или:

$$\kappa_{f,2}^{(2)} \geq Q_{n,mp,макс}^{(2)} / (4\beta_f \cdot l_{\omega,mp} \cdot R_{\omega f} \cdot \gamma_c) - \text{по металлу шва};$$

$$\kappa_{f,2}^{(2)} \geq Q_{n,mp,макс}^{(2)} / (4\beta_z \cdot l_{\omega,mp} \cdot R_{\omega z} \cdot \gamma_c) - \text{по металлу границы}$$

сплавления – **на левой опоре.**

Расчетный катет углового шва в зоне сопряжения верхней части колонны с балкой-стенкой **по наибольшему значению из двух** по усилиям в сечении $\langle B_C \rangle$ **или:**

$$\kappa_{f,3}^{(1)} \geq N_{f,3}^{(1)} / (4\beta_f \cdot l_{\omega,mp} \cdot R_{\omega f} \cdot \gamma_c) - \text{по металлу шва};$$

$$\kappa_{f,3}^{(1)} \geq N_{f,3}^{(1)} / (4\beta_z \cdot l_{\omega,mp} \cdot R_{\omega z} \cdot \gamma_c) - \text{по металлу границы сплавления},$$

– **на комбинацию усилий** $\langle N_1 \rangle, \langle M_1 \rangle,$

или:

$$\kappa_{f,3}^{(2)} \geq N_{f,3}^{(2)} / (4\beta_f \cdot l_{\omega,mp} \cdot R_{\omega f} \cdot \gamma_c) - \text{по металлу шва};$$

$$\kappa_{f,3}^{(2)} \geq N_{f,3}^{(2)} / (4\beta_z \cdot l_{\omega,mp} \cdot R_{\omega z} \cdot \gamma_c) - \text{по металлу границы сплавления},$$

– **на комбинацию усилий** $\langle N_2 \rangle, \langle M_2 \rangle,$

$$\text{где } N_{f,3}^{(1)} = -\frac{N_1}{2} - \frac{M_1}{h_2}; \quad N_{f,3}^{(2)} = -\frac{N_2}{2} - \frac{M_2}{h_2}.$$

г) в колоннах постоянного сечения крайних рядов с одноступенчатыми консолями (рис. 3.33):

В данном узле консоль и швы ее крепления проверяют на совместное влияние $D_{макс}$ и изгибающий момент $M_k = D_{макс} \cdot e$ по формуле:

$$\sigma_{red,k} = \sqrt{\left(\frac{M_k}{W_k}\right)^2 + \left(\frac{D_{макс}}{A_k}\right)^2} \leq R_y \cdot \gamma_c - \text{по прочности консоли,} \quad (3.87)$$

где $W_k = J_k / (h_k / 2)$ – момент сопротивления консоли в плоскости наибольшей жесткости **по линии 1-1;**

здесь: $J_K = t_{\omega, \kappa} \cdot h_{\omega, \kappa}^3 / 12 + 2e_{f, \kappa} \cdot \left(\frac{h_{\omega, \kappa}}{2} + \frac{t_{f, \kappa}}{2} \right)^2$ – момент инерции поперечного сечения консоли в плоскости наибольшей жесткости по линии 1-1 (относительно оси x-x), как для двутавра с двумя осями симметрии.

Катеты угловых швов соединений стенки консоли ($\kappa_{f,1}$) и полок консоли ($\kappa_{f,2}$) с внутренней полкой колонны работают на поперечный изгиб.

Обычно величинами катетов $\langle \kappa_{f,1} \rangle$ и $\langle \kappa_{f,2} \rangle$ задаются и проверяют их совместную работу на поперечный изгиб:

$$\tau_{\omega f, \kappa} = \sqrt{\left(\frac{M_K}{W_{\omega f, \kappa}} \right)^2 + \left(\frac{D_{\max}}{A_{\omega f, \kappa}} \right)^2} \leq R_{\omega f} \cdot \gamma_c \text{ – по металлу шва;}$$

здесь: $W_{\omega f, \kappa} = J_{\omega f, \kappa} / (h_{\omega f, \kappa} / 2)$ – момент сопротивления угловых швов консоли по металлу шва;

$J_{\omega f, \kappa} = 2\beta_f \cdot \kappa_{f,1} \cdot h_{\omega f, \kappa}^3 / 12 + 4\beta_f \cdot \kappa_{f,2} \cdot e_{\omega f, \kappa} \cdot (\beta_f \cdot \kappa_{f,2} + h_{\omega f, \kappa} / 2)^2$ – момент инерции угловых швов консоли по металлу шва (два шва на стенке ($\kappa_{f,1}$) и 4 шва на поясах ($\kappa_{f,2}$));

$$h_{\omega f, \kappa} = h_{\omega, \kappa}; \quad e_{\omega f, \kappa} = e_{f, \kappa} - 2 \cdot 5 \text{ мм.}$$

$A_{\omega f, \kappa} = 2\beta_f \cdot \kappa_{f,1} \cdot h_{\omega f, \kappa} + 4\beta_f \cdot \kappa_{f,2} \cdot e_{\omega f, \kappa}$ – площадь поперечного сечения угловых швов соединения консоли с полкой колонны.

Аналогично угловые швы проверяются по металлу границы сплавления, когда вместо параметров β_f и $R_{\omega f}$ нужно принять β_z и $R_{\omega z}$. По результатам расчетов по обоим сечениям следует принять бóльшие значения касательных напряжений (по металлу шва или по металлу границы сплавления).

Стенка двутавра колонны в пределах расположения консоли (между горизонтальными ребрами жесткости) должна иметь полный провар к пол-

ке колонны разделанными кромками под k – образную сварку. Она проверяется на поперечный изгиб по формуле:

$$\sigma_{\omega, red} = \sqrt{\sigma_x^2 + 3\tau_{cp}^2} \leq 1,15R_y \cdot \gamma_c, \quad (3.88)$$

где: $\sigma_x = \frac{N}{A_\omega} + \frac{M}{J_{\omega, k}} \cdot \frac{h_\omega}{2}$ – изгибные напряжения от расчетных сочетаний

усилий в сечении $< B >$ расчетной схемы;

$\tau = (Q + H)/A_\omega$ – срезающие напряжения от совместного влияния поперечной силы (Q) и усилия $H = M_{конс}/h_{конс}$;

$J_{\omega, k} = t_\omega \cdot h_\omega^3/12$ – момент инерции в стенке колонны относительно оси «Х-Х».

Катеты угловых швов ($\kappa_{f,3}$) рассчитывают на усилие $< H >$ по формулам на большее значение:

$$\tau_{\omega f} \geq H/(2\beta_f \cdot \kappa_{f,3} \cdot e_{\omega,3}) \leq R_{\omega f} \cdot \gamma_c \text{ – по металлу шва или}$$

$$\tau_{\omega z} \geq H/(2\beta_z \cdot \kappa_{f,3} \cdot e_{\omega,3}) \leq R_{\omega z} \cdot \gamma_c \text{ – по металлу границы сплавления,}$$

ния,

где $e_{\omega,3}$ – длина горизонтального шва $< \kappa_{f,3} >$.

Угловые швы $\kappa_{f,4}$ проверяют на усилие $D_{макс}$:

$$\kappa_{f,4} \geq D_{макс}/(4\beta_f(\beta_z) \cdot l_{\omega,4} \cdot R_{\omega f}(R_{\omega z}) \cdot \gamma_c),$$

где $\beta_f(\beta_z)$, $R_{\omega f}(R_{\omega z})$ – соответствуют расчетам по металлу шва и по металлу границы сплавления.

д) в колоннах постоянного сечения крайних рядов с двухстенчатыми консолями (рис. 3.34):

В данном узле два швеллера примыкают к колонне сквозного постоянного сечения с двух сторон на угловых швах, образуя двухстенчатую подкрановую консоль. В зоне передачи давления $D_{макс}$ два швеллера консоли объединены вертикальным внутренним ребром и двумя горизонтальными поясами.

Расчет угловых швов $\langle \kappa_{f,1} \rangle$, $\langle \kappa_{f,2} \rangle$, $\langle \kappa_{f,3} \rangle$, $\langle \kappa_{f,4} \rangle$ в приближенных расчетах рекомендуется выполнять по следующим формулам:

$$\kappa_{f,1} \geq F_1 / (2\beta_f \cdot l_{\omega,\kappa} \cdot R_{\omega f} \cdot \gamma_c) - \text{по металлу шва};$$

$$\kappa_{f,1} \geq F_1 / (2\beta_z \cdot l_{\omega,\kappa} \cdot R_{\omega z} \cdot \gamma_c) - \text{по металлу границы сплавления};$$

здесь: $F_1 = D_{\text{макс}} \cdot e/h$, h – высота поперечного сечения колонны;
 $l_{\omega,\kappa} = h_\kappa - 2 \cdot 5 \text{ мм}$; по результатам расчета принимают большее значение $\langle \kappa_{f,1} \rangle$.

$$\kappa_{f,2} \geq F_2 / (2\beta_f \cdot l_{\omega,\kappa} \cdot R_{\omega f} \cdot \gamma_c) - \text{по металлу шва};$$

$$\kappa_{f,2} \geq F_2 / (2\beta_z \cdot l_{\omega,\kappa} \cdot R_{\omega z} \cdot \gamma_c) - \text{по металлу границы сплавления};$$

здесь также по результатам расчета аналогично предыдущему принимают большее значение катета $\langle \kappa_{f,2} \rangle$.

Здесь: $F_2 = D_{\text{макс}} \cdot (e + h)/h$ – расчетное усилие, действующее на угловой шов $\langle \kappa_{f,2} \rangle$.

$$\kappa_{f,3} \geq Q / (4\beta_f \cdot l_{\omega,3} \cdot R_{\omega f} \cdot \gamma_c) - \text{по металлу шва};$$

$$\kappa_{f,3} \geq Q / (4\beta_z \cdot l_{\omega,3} \cdot R_{\omega z} \cdot \gamma_c) - \text{по металлу границы сплавления};$$

здесь: $Q = D_{\text{макс}}$; $l_{\omega,3} = h_\kappa - 2 \cdot 5 \text{ мм}$, по результатам данного расчета аналогично предыдущему принимают большее значение катета $\langle \kappa_{f,3} \rangle$.

$$\kappa_{f,4} \geq H / (4\beta_f \cdot l_{\omega,4} \cdot R_{\omega f} \cdot \gamma_c) - \text{по металлу шва};$$

$$\kappa_{f,4} \geq H / (4\beta_z \cdot l_{\omega,4} \cdot R_{\omega z} \cdot \gamma_c) - \text{по металлу границы сплавления};$$

здесь: $H = M_\kappa / h_\kappa$, $M_\kappa = D_{\text{макс}} \cdot e$; $l_{\omega,4}$ – суммарная длина сварного шва на полке одного швеллера колонны.

Угловые швы $\kappa_{f,5} \cdot l_{\omega,5}$ на полках швеллеров консоли в местах их объединения с верхним и нижним поясами подкрановой траверсы сквозной колонны постоянного сечения допускается принять конструктивно и в запас в расчетах не учитывать.

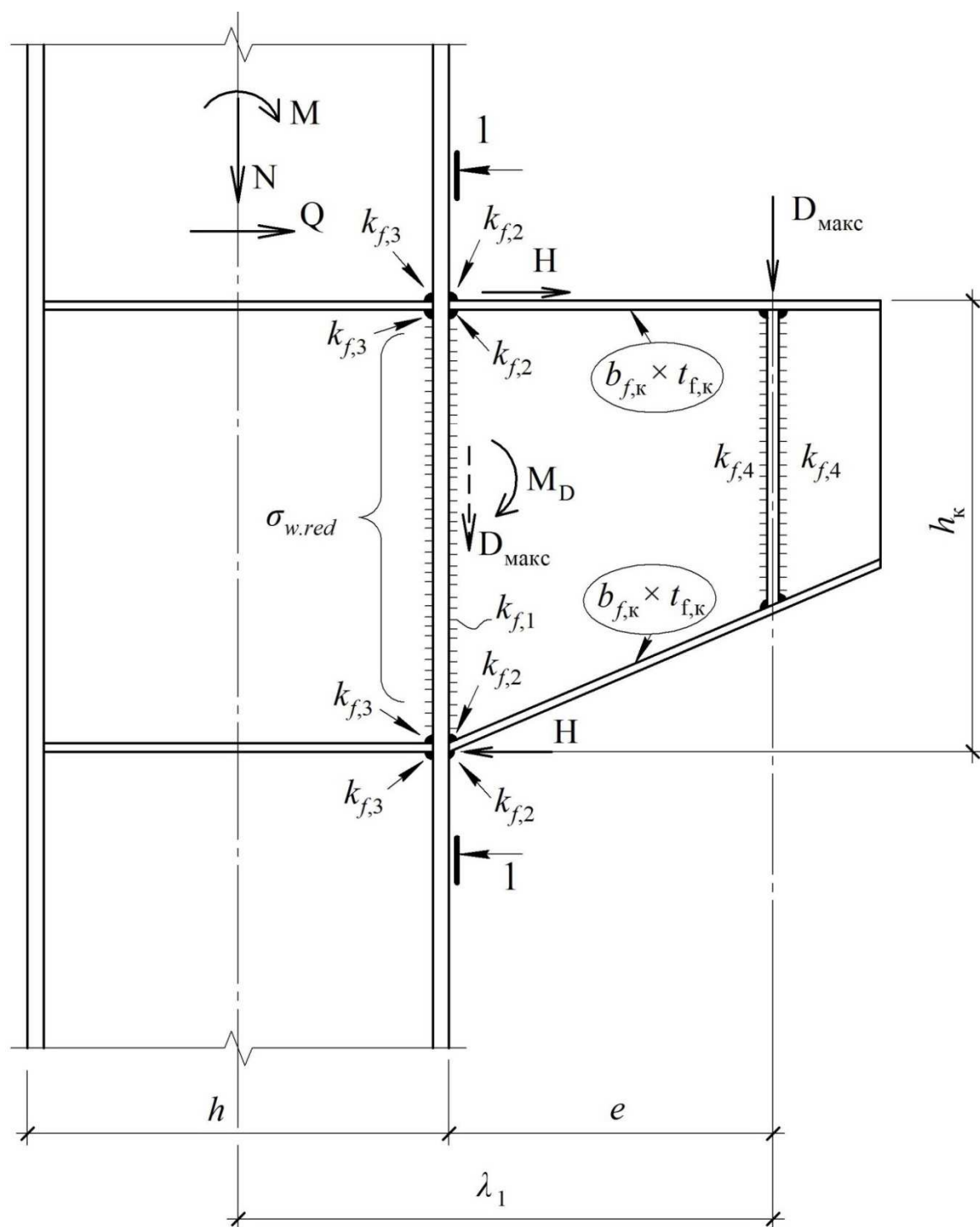


Рис. 3.33 – Конструктивная схема одностенчатой консоли

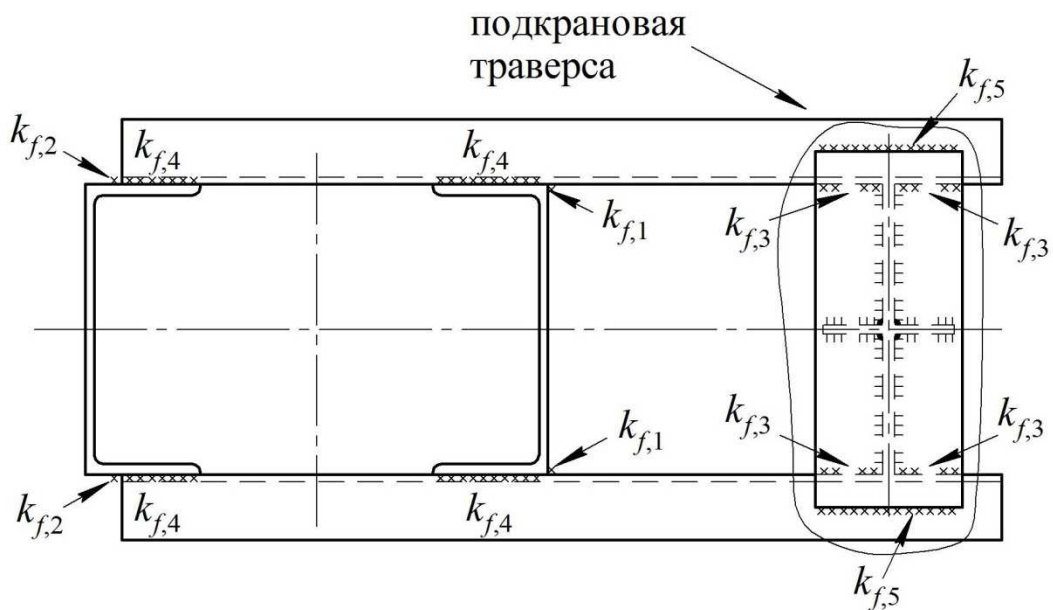
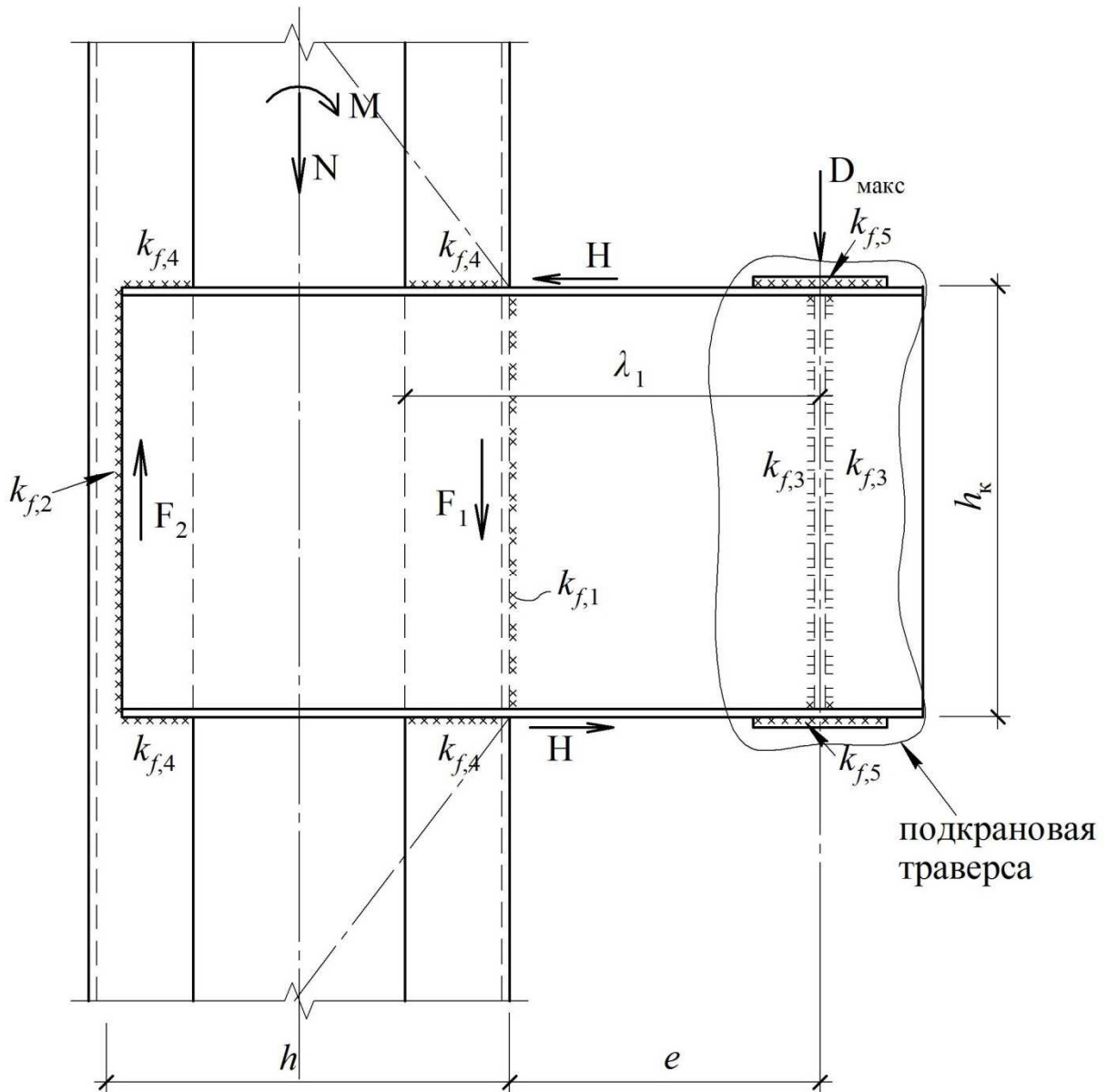


Рис. 3.34 – Конструктивная схема двухстенчатой консоли

4. ОСНОВЫ КОНСТРУИРОВАНИЯ И РАСЧЕТА РИГЕЛЕЙ ПОПЕРЕЧНЫХ РАМ ОПЗ, ОБОРУДОВАННЫХ ОПОРНЫМИ МОСТОВЫМИ КРАНАМИ

4.1. Геометрическая компоновка ригелей

В практике проектирования и строительства ОПЗ со стальными каркасами наибольшее применение получили сквозные ригели. В последние десятилетия разработаны типовые серии сквозных ригелей рам со строительным подъемом и параллельными поясами при уклоне верхних поясов до величин $i \leq 2,5\%$ пролетами $L = 18; 24; 30; 36$ м. На рис. 4.1 представлены геометрические схемы таких ригелей с поперечными сечениями стержней:

- из парных уголков;
- из круглых труб;
- с поясами из тавров и решеткой из парных уголков;
- с поясами из двутавров и решеткой из замкнутых гнутых профилей;
- с поясами и решеткой из замкнутых гнутых профилей пролетами 18; 24; 30 м (система ригелей из серии «Молодечно» (рис. 4.3);
- в последние годы появились проекты ригелей с трапецевидной геометрической схемой поясов пролетами 18; 24 м с уклоном $i \geq 0,1\%$ (хорошо забытое старое решение геометрии), но со стержнями из гнутых профилей с опущенным нижним поясом (рис. 4.2а, б).

4.2. Основы статического расчета ригеля поперечной рамы ОПЗ, оборудованного опорными мостовыми кранами

Как правило, определение усилий в ригеле и их расчетных сочетаний от комбинации нагрузок (усилий) проводится в системе поперечной рамы. Поэтому и статический расчет ригеля начинают со сбора нагрузок и назначения жесткостей его элементов в системе КЭ-модели поперечной рамы (рис. 2.7; Приложение 1). Тем не менее, если статический расчет рамы

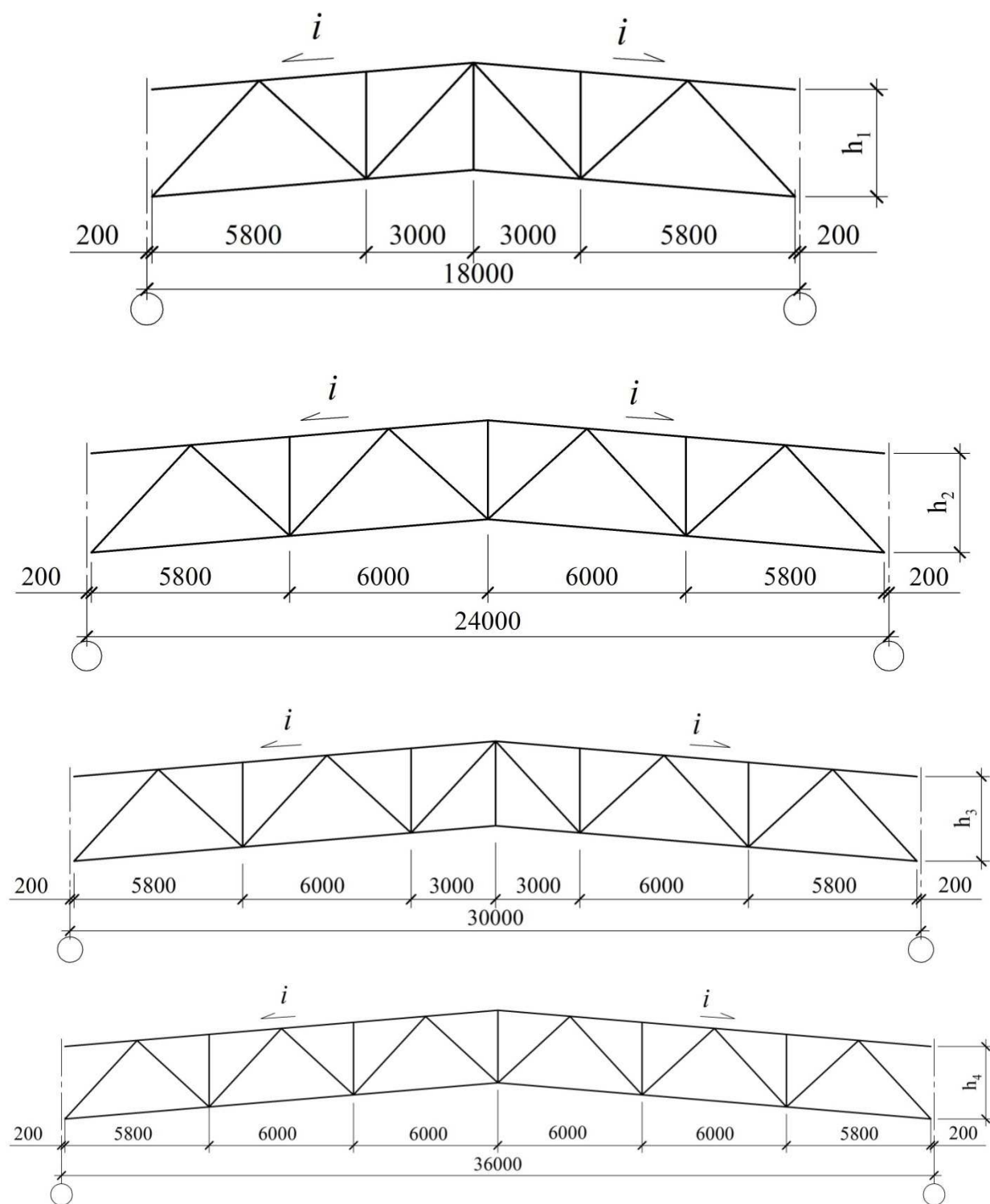


Рис. 4.1 – Геометрические схемы типовых ферм с параллельными поясами и стропильным подъемом $i \leq 2.5 \%$

$h_1 = 2250$ (3150) - с сечением из парных уголков

$h'_1 = 2900$ - с сечением из труб

$h_2 = 2250$ (3150) - аналогично h_1

$h'_2 = 2900$ - аналогично h'_1

$h_3 = 3150$ (2900) - с сечением соответственно из парных уголков и труб

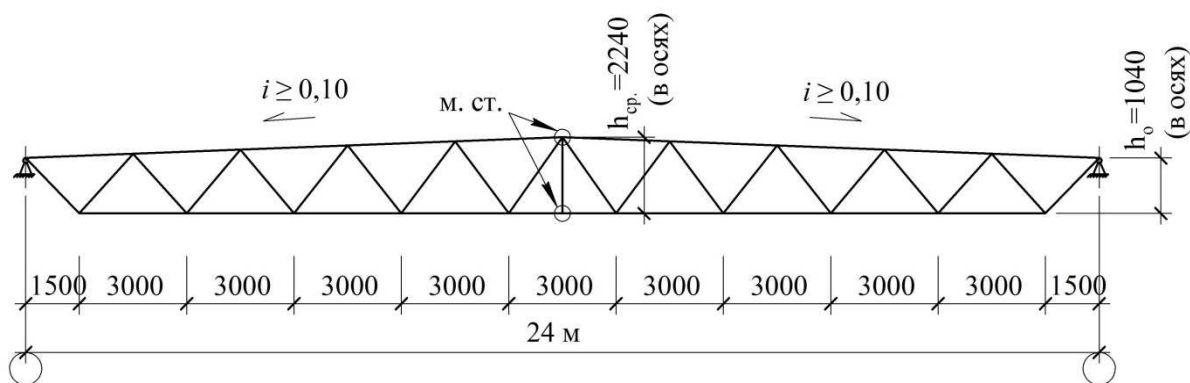


Рис. 4.2, а – Конструктивная схема стропильных ферм из гнутых профилей с опущенным нижним поясом из гнутых замкнутых профилей пролетом 24 м

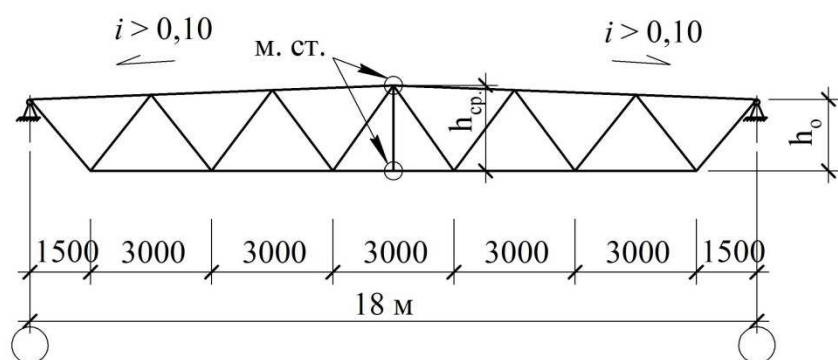


Рис. 4.2, б – Конструктивная схема стропильных ферм из гнутых профилей с опущенным нижним поясом из гнутых замкнутых профилей пролетом 18 м

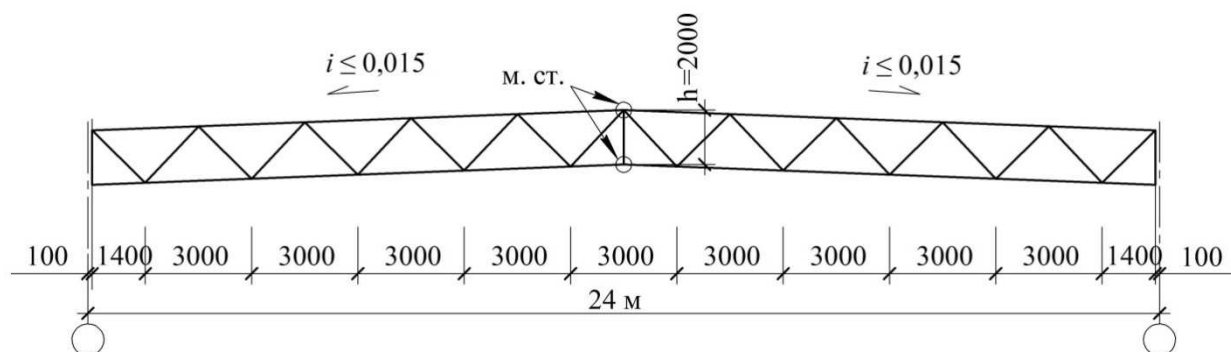


Рис. 4.3 – Конструктивная схема стропильной фермы
(или ригеля рамы типа "Молодечно")
 $L=18 \text{ м} = 2 \times 9$; $L = 24 \text{ м} = 2 \times 12$; $L = 30 \text{ м} = 2 \times 12 + 1 \times 6$;

проводят по стержневой схеме на ЭВМ, то геометрическую схему ригеля сохраняют полностью, на которую передают узловые нагрузки от собственного веса кровли, покрытия и снега. Ветровую нагрузку **непосредственно на ригель** поперечной рамы в курсовых проектах ОПЗ высотой до 40 м обычно не учитывают как незначительную (в статическом расчете поперечной рамы ветровая нагрузка учитывается полностью).

В дипломных проектах и реальном проектировании в соответствии с [6] ветровую нагрузку на ригель следует учитывать согласно р.11 [6] (стр. 17÷24) и Приложения В (стр. 50-68) [6].

4.2.1. Определение постоянных узловых нагрузок на ригель, рис. 4.4

$F_{1,g} = 0,5F_{2,g}$ – узловая нагрузка в крайний узел,

$F_{2,g} = F_{3,g} = g \cdot d / \cos \alpha$ – узловая нагрузка на промежуточные узлы в стороне от фонаря,

где $g = g_a \cdot B_p = \sum_i g_{a,n} \cdot \gamma_{f,i} \cdot B_p$ – линейная нагрузка на ригель, [кН/м];

здесь: $\sum_i g_{a,n} \cdot \gamma_{f,i}$ – суммарная нормативная нагрузка от слоев кровли со своими коэффициентами надежности оп нагрузкам $(\gamma_{f,i})$ [кН/м²];

B_p – шаг ригелей рам, или при наличии подстропильных ферм ($B_p = B_\phi$) – шаг стропильных ферм;

α – угол наклона верхнего пояса к горизонту;

d – длина панели верхнего пояса, как элемент грузовой площади $(d \cdot B_\phi)$, с которой собирают нагрузку в узел. Тогда расчетная узловая нагрузка $F_{4,g}$ на наружный узел фонаря будет определяться по формуле:

$$F_{4,g} = F_{2,g} + B_\phi \cdot \left[g_{a,\phi}^\phi \cdot 0,5d / \cos \alpha + g_{a,n.\phi}^\phi \cdot h_{n.\phi}^\phi + g_{a,v.\phi}^\phi \cdot h_{e.\phi}^\phi + g_{a,пер.}^\phi \cdot h_{пер}^\phi \right] , [\text{кН}] -$$

где: $g_{a,n.\phi}^\phi$ – расчетный вес нижней бортовой панели фонаря, [кН/м²];

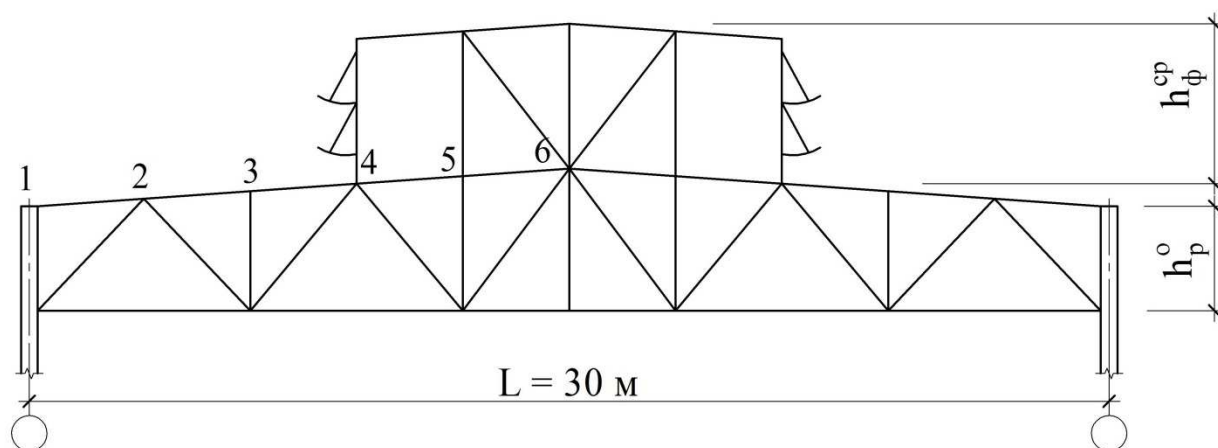


Рис. 4.4 – Схема ригеля к определению узловых нагрузок

Форма таблицы для расчёта узловых нагрузок на ригель рамы

Табл. 4.1

номер узла	постоянные нагрузки от						снеговая нагрузка	Примечания
	кровли	ригеля	фонаря			итого		
			борт. фон.	остекл. фон.	каркас фон.			
1	✓	✓				✓	✓	
2	✓	✓				✓	✓	
3	✓	✓				✓	✓	
4	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	
5	✓	✓			✓	✓	✓	
6	✓	✓			✓	✓	✓	с половины покрытия
итого: опорная реакция ригеля						✓	✓	с учетом симметрии

$g_{a,в.б.}^{\phi}$ – то же верхней бортовой (карнизной) панели фонаря, [кН/м²];

$g_{a,\phi}^{\phi}$ – вес стальных конструкций фонаря, [кН/м²];

$g_{a,пер}^{\phi} \cdot h_{пер}$ – вес оконных переплетов с остеклением, [кН/м²];

$F_{5,g} = \left(g + g_{a,\phi}^{\phi} \cdot d \cdot \kappa \right) / \cos \alpha \cdot B_{\phi}$ – узловая нагрузка на внутренний

узел фонаря, где $\kappa = 1,0$ – при ширине фонаря 6 м;

$\kappa = 1,1$ – при ширине фонаря 12 м;

$F_{6,g} = 0,5F_{5,g}$ – при определении нагрузок на левую половину покрытия фонаря (рис. 4.4).

Примечание.

1. В курсовом проекте допускается принимать вес конструкций фонаря в виде равномерной нагрузки $g_{a,\phi} = (0,15 - 0,20)$ кН/м², добавляя ее к нагрузке от кровли $\langle g_a \rangle$.

2. Сбор узловых нагрузок на ригель рамы рекомендуется проводить в форме табл. 4.1. При этом узловые нагрузки на ригель от веса снегового покрова определяются аналогично методике, изложенной в учебном пособии МК, часть 1 [24, п. 9.1, стр. 173].

4.2.2. Расчетные сочетания нагрузок (усилий) на ригель поперечной рамы ОПЗ, оборудованного опорными мостовыми кранами

В элементах сквозного ригеля от каждого вида загрузки в основном имеют место только нормальные усилия $\langle N \rangle$, за исключением распределения усилий от рамных узловых моментов.

В КЭ-моделях рамы с жесткими узлами, рассчитанной на ЭВМ, рамные моменты автоматически переходят в нормальные усилия стержней ригеля. При этом надо иметь в виду два варианта выполнения монтажных работ:

а) жесткое соединение ригеля с колоннами обеспечивается до укладки кровли: **тогда** собственный вес ригеля со связями передается на колонны шарнирно, а вес кровли (прогоны, профилированный лист, пароизоляция, утеплитель, выравнивающий слой и водоизоляционный ковер) передается на жесткие узлы;

б) окончательное жесткое крепление ригеля к колоннам производится после укладки всех элементов кровли: **тогда** от указанных нагрузок кровли рамных моментов не возникает.

В приближенных расчетных схемах с жесткими узлами при замене сквозного ригеля на эквивалентный стержень на уровне нижнего пояса статический расчет сквозного ригеля проводят отдельно с шарнирными опорными узлами от собственного веса кровли, покрытия и снега и суммируют с усилиями в стержнях ригеля от рамных опорных моментов, вызванных также всеми видами загружений.

Для удобства анализа расчетных сочетаний нагрузок (усилий) рекомендуется использовать таблицу из [18] по следующей форме (табл. 4.2), позволяющую раздельно занести усилия от каждого вида загрузки (нагрузки), от единичного момента на опорах и от расчетных значений рамных моментов. При этом для ригелей с симметричной геометрией в таблицу достаточно записать половину всех стержней ригеля.

Примечания.

1. В рамных узлах с фланцами на болтах следует при проектировании обеспечить невозможность расстройства болтового соединения от динамических нагрузок (воздействий).

2. Для стержней с вероятными сочетаниями знакопеременных усилий следует учитывать усилия сжатия и работу на устойчивость при сжатии (такое состояние возможно в стержнях решетки в середине пролетов).

3. При определении расчетных сочетаний следует выявлять возможность работы крайних панелей нижнего пояса на сжатие.

обозначение элементов ригеля	обозначение стержней	усилия в шарнирном ригеле от				усилия в ригеле от рамных моментов M_C и M_{C1} и нормальной силы N_{CC1} от нагрузок:													
		постоянной нагрузки	снеговой нагрузки	момента $M = +1$ в узле		постоянных $N_{CC1} =$		снеговой $N_{CC1} =$		крановой при				ветровой со стороны				расчетные сочетания усилий от комбинации нагрузок	
				C	C ₁	$M_C =$	$M_{C1} =$	$M_C =$	$M_{C1} =$	M_{max} в узле C		M_{min} в узле C		левой		правой			
										$N_{CC1} =$		$N_{CC1} =$		$N_{CC1} =$		$N_{CC1} =$			
										$M_{C,max} =$	$M_{C1} =$	$M_{C,min} =$	$M_{C1} =$	$M_C =$	$M_{C1} =$	$M_C =$	$M_{C1} =$		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	
верхний пояс																			
нижний пояс																			
раскосы																			
стойки																			

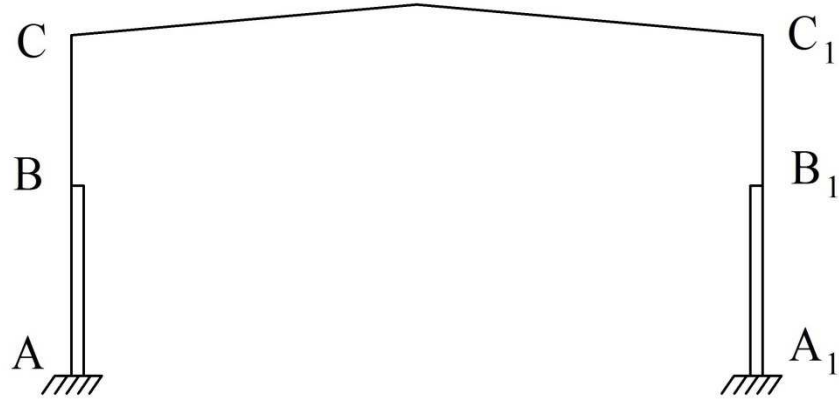


Табл.4.2

4.2.3. Основы конструирования и расчета узлов крепления ригелей к колоннам

Рис. 4.5 – шарнирный узел опирания ригеля на колонну. Здесь в нижнем узле опорная реакция ригеля через фланец передает давление на вертикальное ребро в оголовке колонны, высота которого определяется длиной сварного углового шва по формуле: ($l_{\omega}^{b.p.ж} = h_p$, т.е. с проваром концов швов):

$$l_{\omega,f}^{b.p.ж} \geq R_{on} / (4\beta_f \cdot \kappa_f \cdot R_{\omega f} \cdot \gamma_c) \text{ — по металлу шва или}$$

$$l_{\omega,z}^{b.p.ж} \geq R_{on} / (4\beta_z \cdot \kappa_f \cdot R_{\omega z} \cdot \gamma_c) \text{ — по металлу границы сплавления.}$$

Здесь параметры β_f , β_z , $R_{\omega f}$, $R_{\omega z}$ — по таблицам [4].

Сварной шов, соединяющий фланец с фасонкой опорного узла ригеля, рассматривают на ту же величину опорной реакции, но при двух угловых швах:

$$l_{\omega,f}^{fac} \geq R_{on} / (2\beta_f \cdot \kappa_f \cdot R_{\omega f} \cdot \gamma_c) \text{ — по металлу шва или}$$

$$l_{\omega,z}^{fac} \geq R_{on} / (2\beta_z \cdot \kappa_f \cdot R_{\omega z} \cdot \gamma_c) \text{ — по металлу границы сплавления.}$$

Высота фасонки $h_{\phi} = l_{\omega, макс} + 10 \text{ мм.}$

Соединение верхнего узла ригеля с колонной на монтажных болтах и монтажной сварке < внахлест > проверяется на местную реакцию от первой панели верхнего пояса. Здесь болтовое соединение < внахлест > фасонки верхнего узла ригеля с вертикальной накладкой оголовка надколонника (НК) осуществляют в овальных отверстиях (для удобства попадания болтов в отверстия и для ограниченной свободы перемещений соединяемых деталей), которое затем обваривают монтажной сваркой минимальными угловыми швами. Шарнирное соединение надколонника с колонной обеспечивается нижними болтами, закрепляющими надколонник (НК) к оголовку колонны.

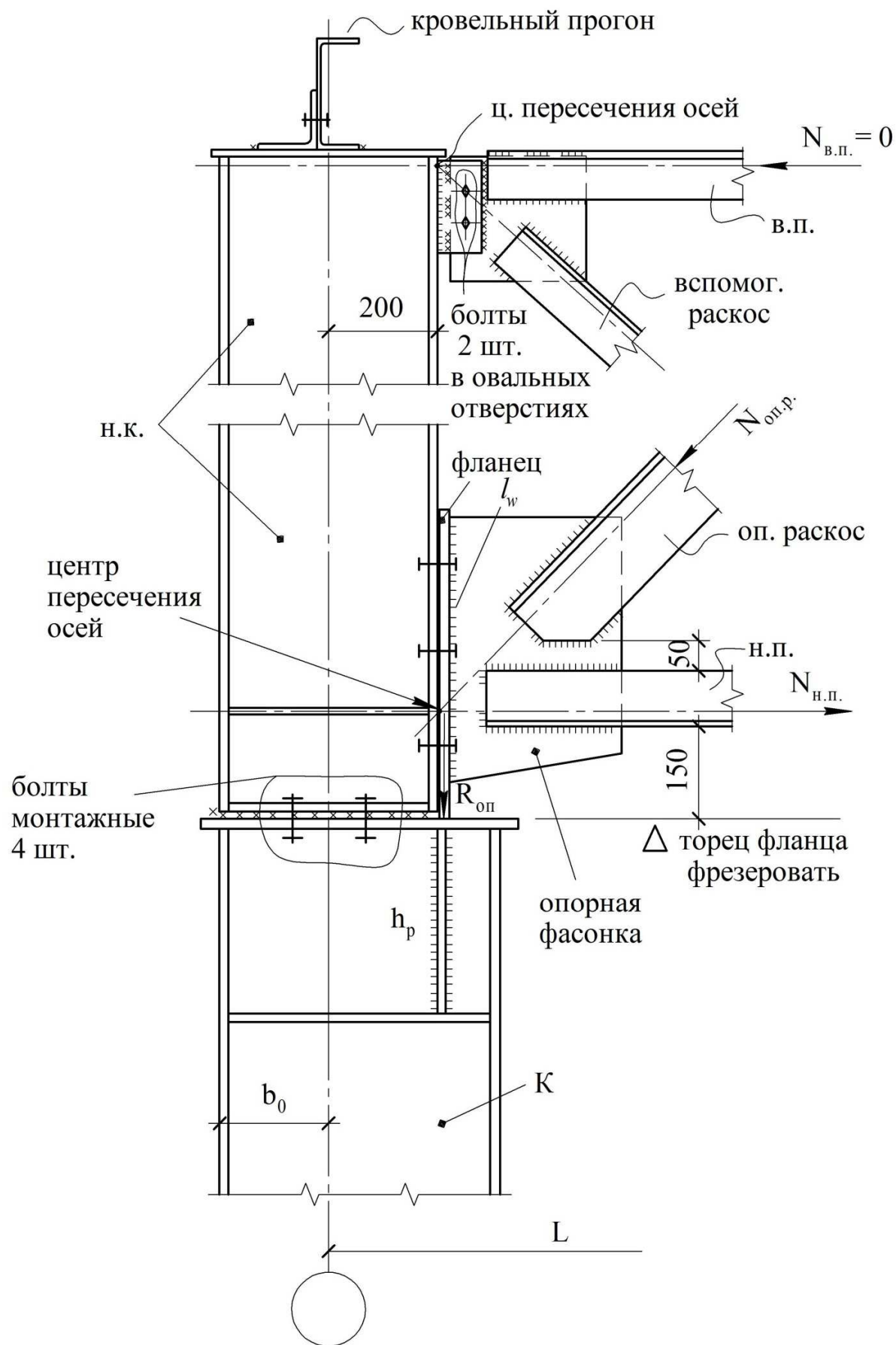


Рис. 4.5 – Шарнирный узел опирания ригеля на колонну

Рис. 4.6 – жесткий узел опирания ригеля на колонну. Здесь в нижнем опорном узле опорная реакция ригеля с помощью опорного фланца передает давление на колонну через опорный столик. Высота опорного столика определяется длиной двух вертикальных сварных угловых швов по формуле:

$$l_{\omega f} \geq R_{on} / (2\beta_f \cdot \kappa_f \cdot R_{\omega f} \cdot \gamma_c) \text{ – по металлу шва или}$$

$$l_{\omega z} \geq R_{on} / (2\beta_z \cdot \kappa_f \cdot R_{\omega z} \cdot \gamma_c) \text{ – по металлу границы сплавления.}$$

$h_{o,c} \geq l_{\omega, макс} + 5 \text{ мм}$ (нижний горизонтальный шов опорного столика в расчетах не учитывают).

Сварной шов, соединяющий фланец с фасонкой опорного узла ригеля, находится в сложном НДС (рис. 4.7). Здесь центр тяжести углового шва фланца не совпадает с линией действия полного усилия (H) в нижнем поясе. Момент $M = H \cdot e$ создает сложное напряженно-деформированное состояние в шве.

$$H = H_1 + H_p, \quad H_1 = M_{on,c} / h_p^o \quad \text{или} \quad H'_1 = M_{on,c_1} / h_p^o.$$

Здесь H_p – усилие горизонтальное в нижнем поясе от распора рамы через $Q_c(Q_{c_1})$ верхних узлов;

H_1 – рамный распор от расчетных сочетаний моментов в верхних узлах поперечной рамы ($H_1 = M_{c, расч} / h_{p,o}$);

Q_c, Q_{c_1} – расчетные сочетания поперечных сил в верхних узлах $C(C_1)$.

Здесь длина углового сварного шва определяется геометрией формирования узла, а его несущая способность – высотой катета шва через приведенное напряжение в шве:

$$\tau_{\omega f, red} = \sqrt{\left(\tau_{\omega f}^{R_{on}}\right)^2 + \left(\tau_{\omega f}^H + \tau_{\omega f}^M\right)^2} \leq R_{\omega f} \cdot \gamma_c \text{ – по металлу шва, где:}$$

$$\tau_{\omega f}^{R_{on}} \geq R_{op} / (2\beta_f \cdot \kappa_f \cdot l_{\omega, \phi});$$

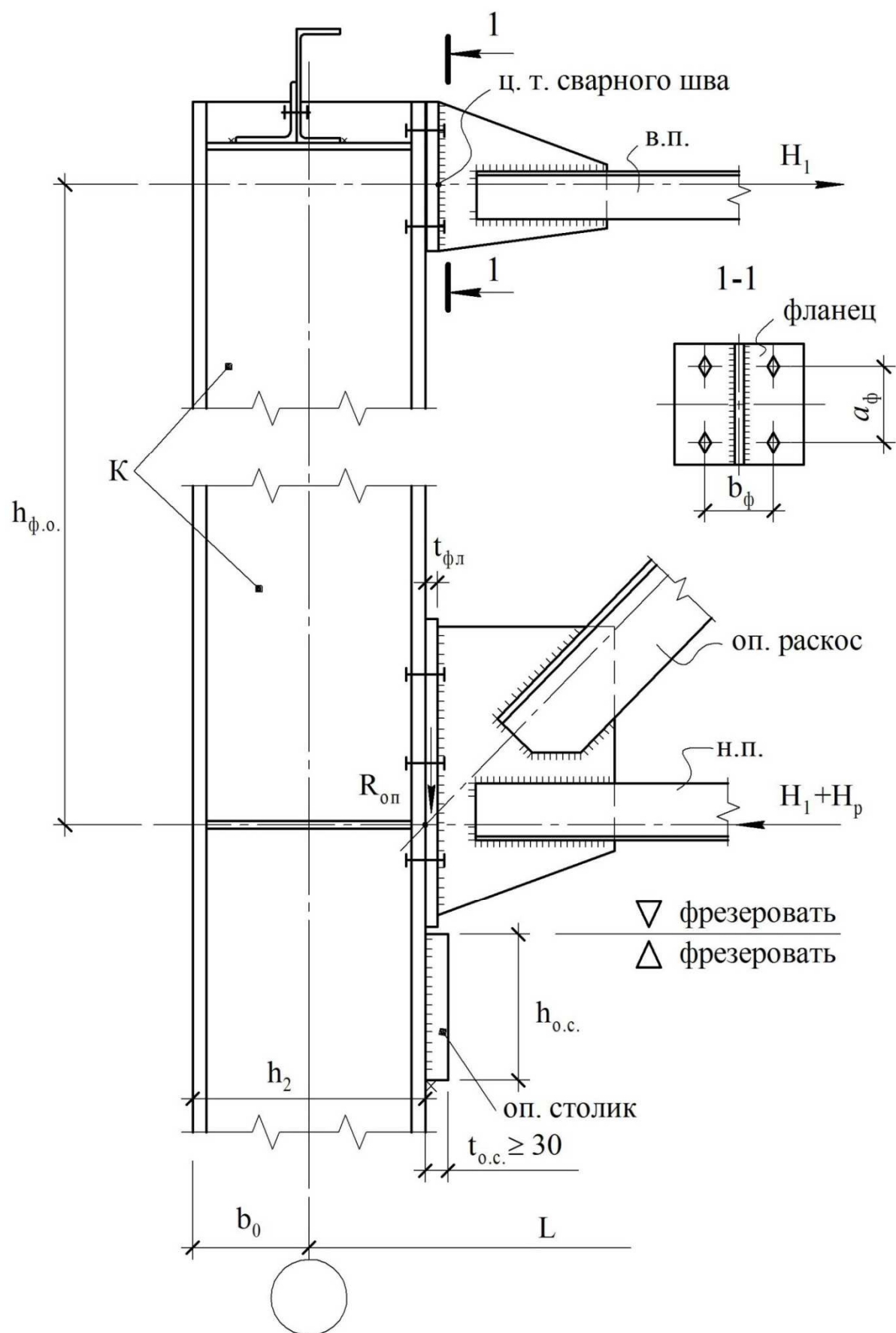


Рис. 4.6 – Жесткий узел опирания ригеля на колонну

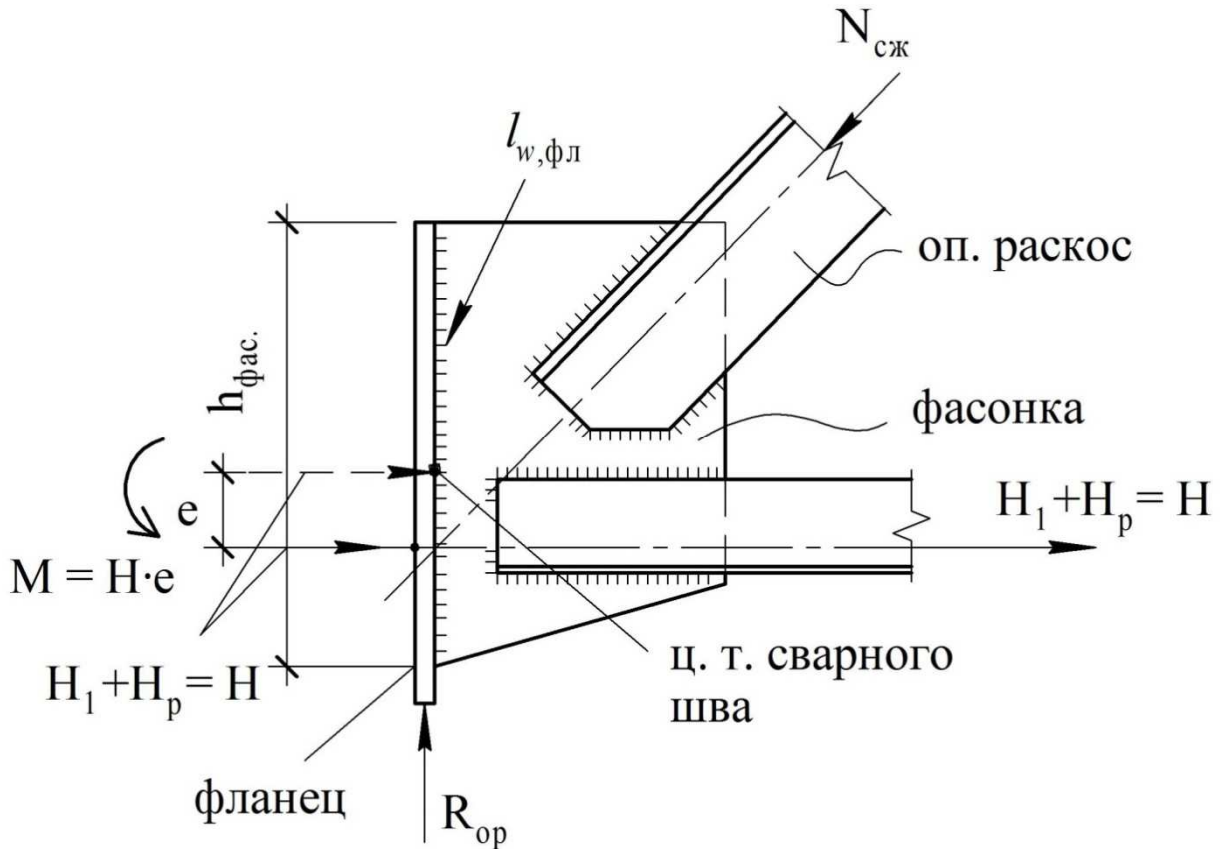


Рис. 4.7 – К проверке НДС сварного шва, соединяющего опорный фланец с фасонкой

$$\tau_{\omega f}^H \geq H / (2\beta_f \cdot \kappa_f \cdot l_{\omega, \phi});$$

$$\tau_{\omega f}^M = M / (W_{\omega f}), \quad W_{\omega f} = 2\beta_f \cdot \kappa_f \cdot l_{\omega, f}^2 / 6,$$

$$h_{\omega, \phi} = l_{\phi \text{ас}} - 2 \cdot 5 \text{ мм.}$$

Граничное условие I ПС можно выполнить, задаваясь определенной толщиной катета шва $\langle \kappa_f \rangle$.

Проверочный окончательный расчет следует выполнить по металлу границы сплавления шва по той же формуле, заменяя $\beta_f \rightarrow$ на β_z , $R_{\omega f} \rightarrow$ на $R_{\omega z}$.

В верхних узлах (C, C_1) силы $H_1(H'_1)$ вызывают изгиб фланцев и растяжение болтов. Расчетная схема фланцев, соединяющих их с полкой колонн верхних узлов приближенно рассматривается как балка при попереч-

ном изгибе силой в середине пролета (рис. 4.8). Расчет ведут на изгибающий момент

$$M_{\phi л} = 0,5 \cdot \frac{H_1 \cdot e_{\phi л}}{4}.$$

где: 0,5 – учитывает два ряда болтов;

$e_{\phi л}$ – пролет между болтами по вертикали.

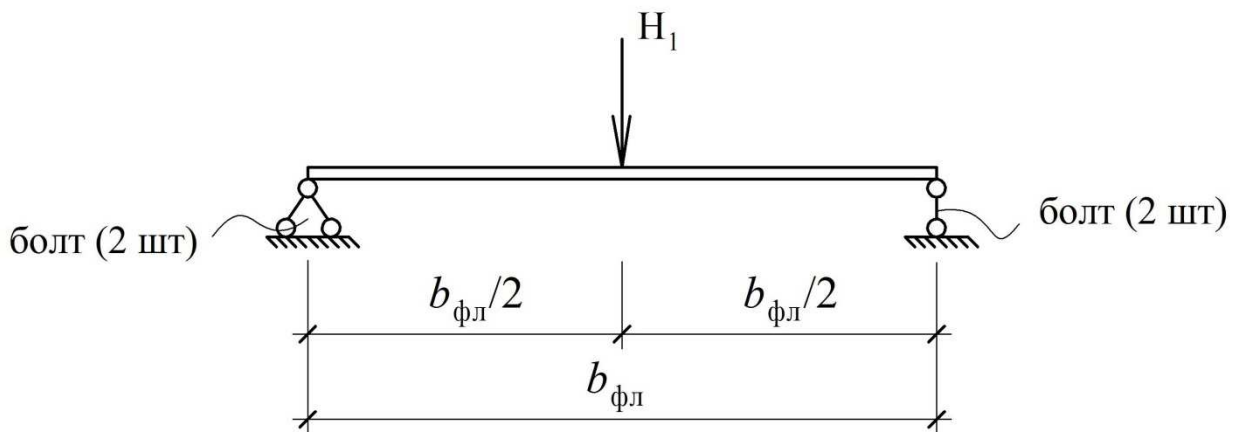


Рис. 4.8 – К проверке НДС фланца при изгибе и растяжении болтов в верхнем узле (рис. 4.6)

Из граничного условия I ПС $M \leq \phi$:

$$\phi = W_{\phi л} \cdot R_y \cdot \gamma_c, \quad W_{\phi л} = \frac{a_{\phi л} \cdot t_{\phi л}^2}{6}, -$$

требуемая толщина фланца получится как

$$t_{\phi л} = \sqrt{\frac{6M_{\phi л}}{a_{\phi л} \cdot R_y \cdot \gamma_c}},$$

где: $a_{\phi л}$ – расстояние между болтами по горизонтали (рис. 4.6, сечение 1-1). Обычно в верхнем узле задают 4 болта, которые при симметричном

размещении работают одинаково. Их диаметр можно вычислить из условия I ПС: $H_1 \leq n_{\phi} \cdot \phi_{\phi}$, где

$\phi_{\phi} = A_{\phi,n} \cdot R_{\phi t} \cdot \gamma_c$ – несущая способность одного болта растяжению,

$A_{\phi,n} = \pi d_{\phi,n}^2 / 4$ – площадь поперечного сечения одного болта по резьбе.

Тогда требуемый диаметр болта по резьбе будет определяться по формуле:

$$d_{\phi,n} = \sqrt{\frac{H_1}{\pi \cdot R_{\phi t} \cdot \gamma_c}},$$

где $R_{\phi t}$ – расчетное сопротивление болта растяжению.

Сварной шов крепления верхнего фланца к фасонке работает на срез от центрально приложенного усилия H_1 :

$H_1 \leq \phi_{\omega f} = 2\beta_f \cdot \kappa_f \cdot l_{\omega} \cdot R_{\omega f} \cdot \gamma_c$ – по металлу шва или

$H_1 \leq \phi_{\omega z} = 2\beta_z \cdot \kappa_f \cdot l_{\omega} \cdot R_{\omega z} \cdot \gamma_c$ – по металлу границы сплавления.

Здесь $l_{\omega} = h_{\phi} - 2 \cdot 5 \text{ мм}$, h_{ϕ} – высота верхнего фланца.

Если линия действия силы H_1 не совпадает с центром тяжести сварного углового шва, то появится момент $M_{\omega} = H_1 \cdot e$, и работа углового шва усложняется. Здесь e – расстояние между центром тяжести сварного шва и осью действия силы H_1 .

При большом значении усилия H_1 диаметр болтов может оказаться конструктивно неудобным. Тогда переходят на жесткий верхний узел с применением сварного соединения вместо болтов.

Здесь возможны два варианта сварного узла:

а) двумя швами монтажной сваркой второго вертикального листа, привариваемого к полке колонны и к вертикальной фасонке, и третьим монтажным швом – между заводской накладкой и фасонкой (рис. 4.9);

б) с применением верхнего накладного листа (< рыбки >) между оголовком колонны и верхним поясом ригеля (рис. 4.10).

При расчете углового шва по варианту а) следует иметь в виду, что длина шва определяется геометрией узла (рис. 4.9), а катет шва – его НДС: если центр тяжести шва совпадает с линией действия силы H_1 , то

$$\kappa_f \geq H_1 / (2\beta_f \cdot l_{\omega} \cdot R_{\omega f} \cdot \gamma_c) - \text{по металлу шва или}$$

$$\kappa_f \geq H_1 / (2\beta_z \cdot l_{\omega} \cdot R_{\omega z} \cdot \gamma_c) - \text{по металлу границы сплавления.}$$

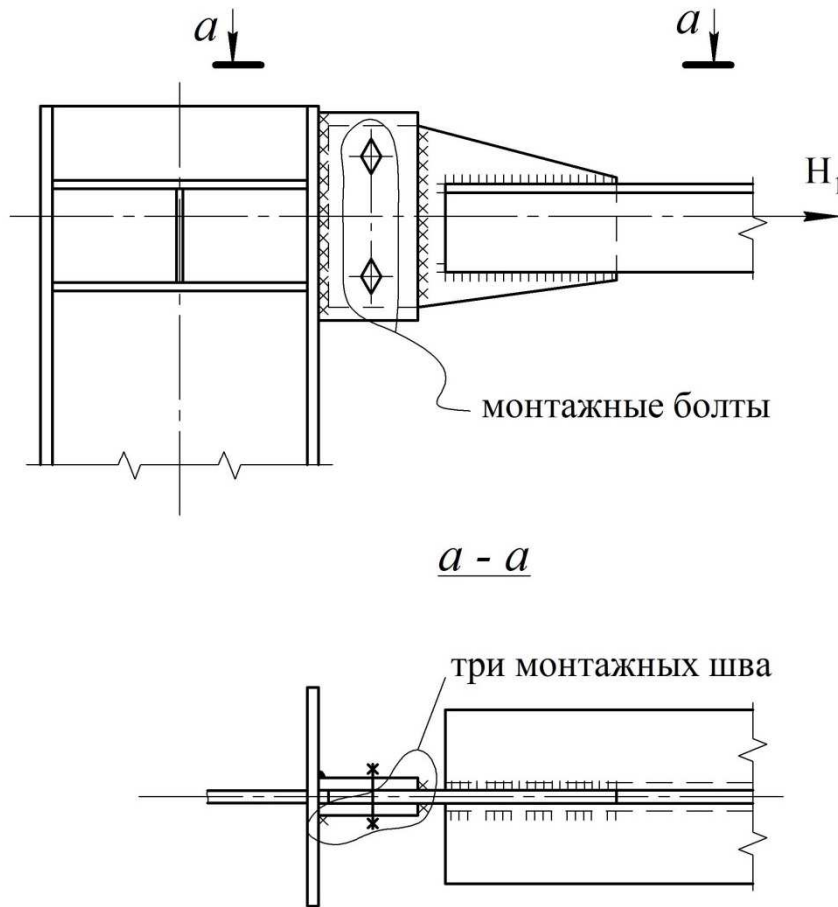


Рис. 4.9 – Вариант жесткого крепления верхнего пояса ригеля к колонне через накладки

Если центр тяжести шва и линия действия силы H_1 не совпадают, то появится момент $M = H_1 \cdot e$, и расчет катета шва следует выполнять из приведенных усилий (M и H_1).

При расчете угловых швов по рис. 4.10 можно приближенно разделить усилия на горизонтальный сварной шов в накладке (< рыбка >) на половине стыка и на вертикальный шов крепления фасонки к полке колонны.

При этом доли усилия H_1 на угловые швы $l_{w,1}$ и $l_{w,2}$ допустимо разделить пропорционально их длинам и **каждый шов проверить на совместное действие усилий:**

– для шва $l_{w,1}$ $H'_1 = H_1 \cdot \frac{l_{w,1}}{l_{w,1} + l_{w,2}}$ и $M'_1 = H'_1 \cdot e_1$;

– для шва $l_{w,2}$ $H''_1 = H_1 \cdot \frac{l_{w,2}}{l_{w,1} + l_{w,2}}$ и $M'_2 = H''_1 \cdot e_2$.

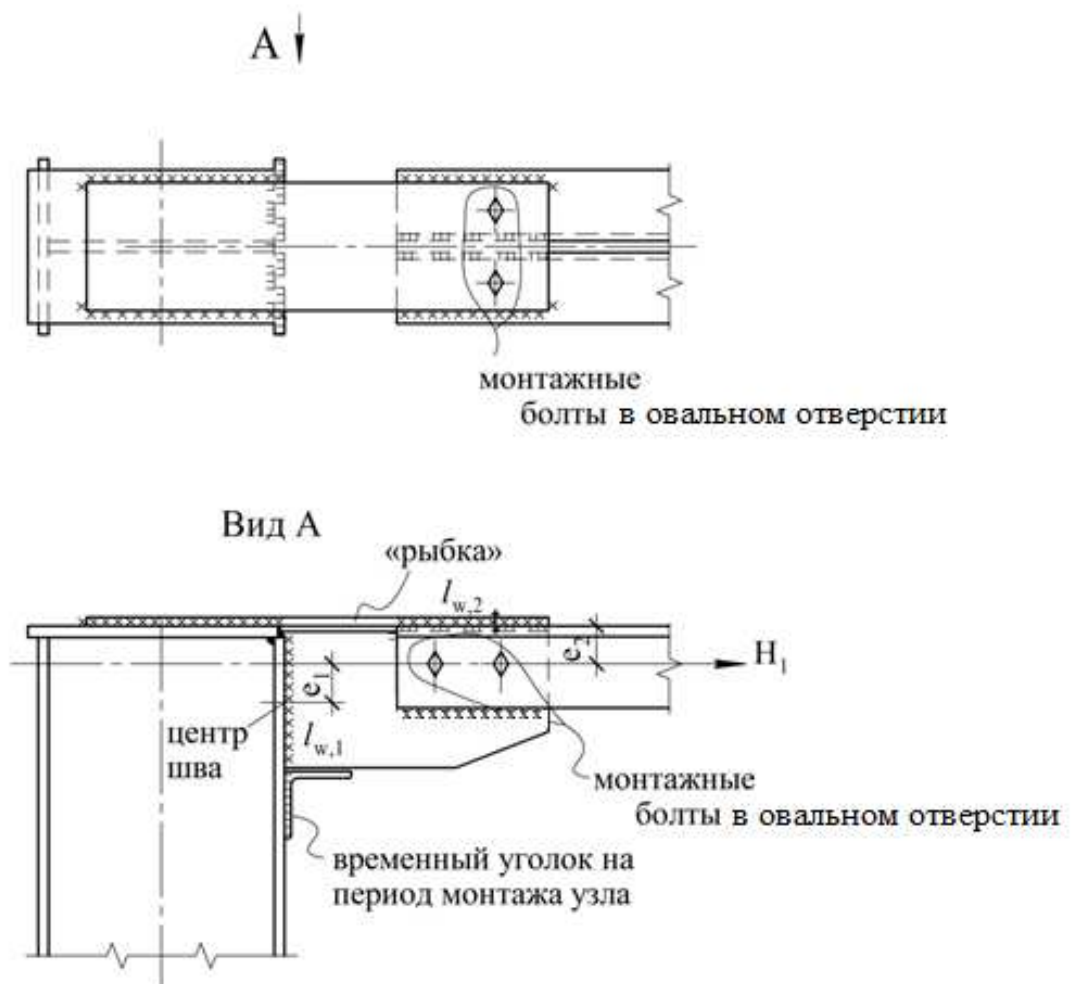


Рис. 4.10 – Вариант жесткого крепления верхнего пояса ригеля с применением "рыбки"

4.2.4. Основы проверочных расчетов поперечных сечений стержней ригеля

Расчет следует вести по I ПС на основе полученных расчетных сочетаний нагрузок (усилий). Предельные состояния стержней сквозного ригеля, как правило, определяются их работой на центральное сжатие (при недопущении ими потери общей устойчивости) и на центральное растяжение (при недопущении ими потери прочности).

Исходя из выше изложенного проверку НДС стержней следует проводить из следующих соображений:

а) при центральном сжатии стержней по формулам

$$N_c / (\phi_{\min} \cdot A_{c,i} \cdot R_y \cdot \gamma_c) \leq 1,$$

где $A_{c,i}$ – площади поперечных сечений, принятые в статическом расчете;

$$\phi_{\min} = f(\bar{\lambda}_{\max}), \quad \bar{\lambda}_{\max} = \lambda_{\max,x(y)} \sqrt{R_y / E};$$

$$\lambda_{\max,x} = l_{ef,x} / i_x \text{ – в плоскости ригеля;}$$

или $\lambda_{\max,y} = l_{ef,y} / i_y$ – из плоскости ригеля;

$$\bar{\lambda}_{\max} \leq \bar{\lambda}_u \text{ по табл. 32 [4].}$$

Если в результате проверочных расчетов окажется, что поперечные сечения сжатых стержней ($A_{c,i}$) были назначены со значительным недонапряжением или перенапряжением, то следует скорректировать сечение таких стержней в соответствующем направлении и повторить весь статический расчет ригеля и конструктивные проверки. Обычно второе приближение достигает цели.

Местная устойчивость элементов сжатых стержней ригеля, выполненных из прокатных профилей (полков и стенок), как правило является обеспеченной, т.е. удовлетворяет требованиям предельных значений.

Для стержней из круглых труб устойчивость стенок обеспечивается отношением $r/t \leq 1,57 \sqrt{E/R_y}$, где r – радиус трубы; t – толщина стенки.

Для гнутых замкнутых профилей предельная гибкость стенок по устойчивости определяется формулой

$$\bar{\lambda}_{\omega} = \frac{h_{\omega}}{t_{\omega}} \sqrt{R_y / E} \leq \bar{\lambda}_{\omega, u} = 1 + 0,2 \bar{\lambda},$$

где $\bar{\lambda} = l_{ef} / i \cdot \sqrt{R_y / E}$ – условная гибкость стержня по табл. 9 [4].

б) При центральном растяжении стержней из стали с $R_{yn} \leq 440$ Н/мм² из условия упругой работы граничное условие I ПС по прочности имеет вид:

$$N_p / (A_{p,i} \cdot R_y \cdot \gamma_c) \leq 1,$$

где $A_{p,i}$ – аналогично предыдущему (для сжатых стержней) площади поперечных сечений, принятая в статическом расчете.

Если в результате поверочных расчетов окажется, что поперечные сечения растянутых стержней ($A_{p,i}$) были назначены со значительным недонапряжением или перенапряжением, то следует скорректировать сечение таких стержней в соответствующем направлении и повторить весь статический расчет ригеля и конструктивные проверки по аналогии со сжатыми стержнями.

в) Для стержней ригеля (как правило, пояса), работающих на одновременное действие продольного усилия и поперечного усилия от изгиба проверку НДС таких стержней проводят или как внецентренно сжатых или как внецентренно растянутых по соответствующим формулам:

$$N_c / (\varphi_e \cdot A_3 \cdot R_y \cdot \gamma_c) \leq 1 - \text{для внецентренно сжатых поясов,}$$

где A_3 – площади поперечных сечений сжатых (A_3) панелей поясов, принятые в статическом расчете;

N_c – расчетное сочетание усилий сжатия,

$\varphi_e = f(m_{ef}, \bar{\lambda})$ – коэффициент устойчивости при внецентренном

сжатии сплошных стержней.

Здесь $m_{ef} = \eta \cdot m$ – приведенный относительный эксцентриситет;

η – коэффициент формы сечения, табл. Д.2 [4];

$m = e \cdot A/W_c$ – относительный эксцентриситет;

$e = M/N_c$ – эксцентриситет с учетом п.9.2.3 [4];

W_c – момент сопротивления сечения для наиболее сжатого волокна.

$$\left(\frac{Np}{A_{n,p} \cdot R_y \cdot \gamma_c} \right)^n + \frac{M_x}{c_x \cdot W_{x,n,мин} \cdot R_y \cdot \gamma_c} + \frac{M_y}{c_y \cdot W_{y,n,мин} \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1 -$$

для внецентренно растянутых (A_p) поясов, применяется при сталях с $R_{yn} \leq 440 \text{ Н/мм}^2$ при статических нагрузках; $\tau \leq 0,5R_s$; $N/A_n > 0,1R_y$;

$A_{n,p}$ – площадь поперечного сечения растянутых панелей поясов с учетом ослаблений;

N_p , M_x , M_y – абсолютные значения расчетных сочетаний усилий (по результатам статического расчета);

n , c_x , c_y – коэффициенты по табл. Е.1 [4], учитывающие возможность расчета в упругопластической стадии работы пояса; $\gamma_c=1$.

Если расчет на прочность внецентренно растянутого пояса вести по упругой работе, то проверку следует выполнять по следующей формуле:

$$(N/A_{n,p} + M_x \cdot y/J_{x,n} + M_y \cdot x/J_{y,n})/(R_y \cdot \gamma_c) \leq 1,$$

где x , y – расстояния от главных осей до рассматриваемой точки сечения; $\gamma_c=1$.

Для стержней ригеля, имеющих незначительные усилия сжатия или растяжения определяющим условием проверок по I ПС будет предельная гибкость, по которой, зная l_{ef} и λ_u определяют требуемый радиус инерции

$$i_{tr} = l_{ef, макс} / \lambda_u$$

и по сортаменту уточняют поперечное сечение.

4.2.5. Особенности компоновки и расчета узлов сквозных ригелей из нетрадиционных профилей

а) Промежуточные (рис. 4.11) и опорные узлы (рис. 4.12) стропильных ферм (ригелей рам) с поясами из тавров и решеткой из парных уголков.

Здесь при разных толщинах стенок тавров и фасонов в узлах расчет угловых швов в раскосах проводят на суммарную длину ($\sum l_{\omega,i}$) в соответствии с [4].

б) Промежуточные и опорные узлы стропильных ферм (ригелей рам) с поясами из двутавров и решеткой из замкнутых гнутых профилей (рис. 4.13, рис. 4.14). В соответствии с п.15 [23] расчет узлов таких ферм следует уточнить.

Здесь в местах контакта поясов двутавров с решеткой следует устанавливать усиливающие пластины против нарушения местной устойчивости полок двутавров.

в) Промежуточные и опорные узлы стропильных ферм (ригелей рам) с поясами и решеткой из замкнутых гнутых профилей (рис. 4.15, рис. 4.16).

Здесь в промежуточных узлах возможны варианты пересечения осей: в одной точке или с эксцентриситетом по отношению к поясу. В соответствии с п.14.3 [23] расчет узлов таких ферм следует уточнить.

г) Промежуточные и опорные узлы стропильных ферм (ригелей рам) с поясами и решеткой из круглых труб (рис. 4.17, рис. 4.18).

Здесь в промежуточных узлах с дополнительной стойкой пересечение осей раскосов, как правило, получается с эксцентриситетом (e). В соответствии с п.16 [23] расчет узлов таких ферм следует уточнить.

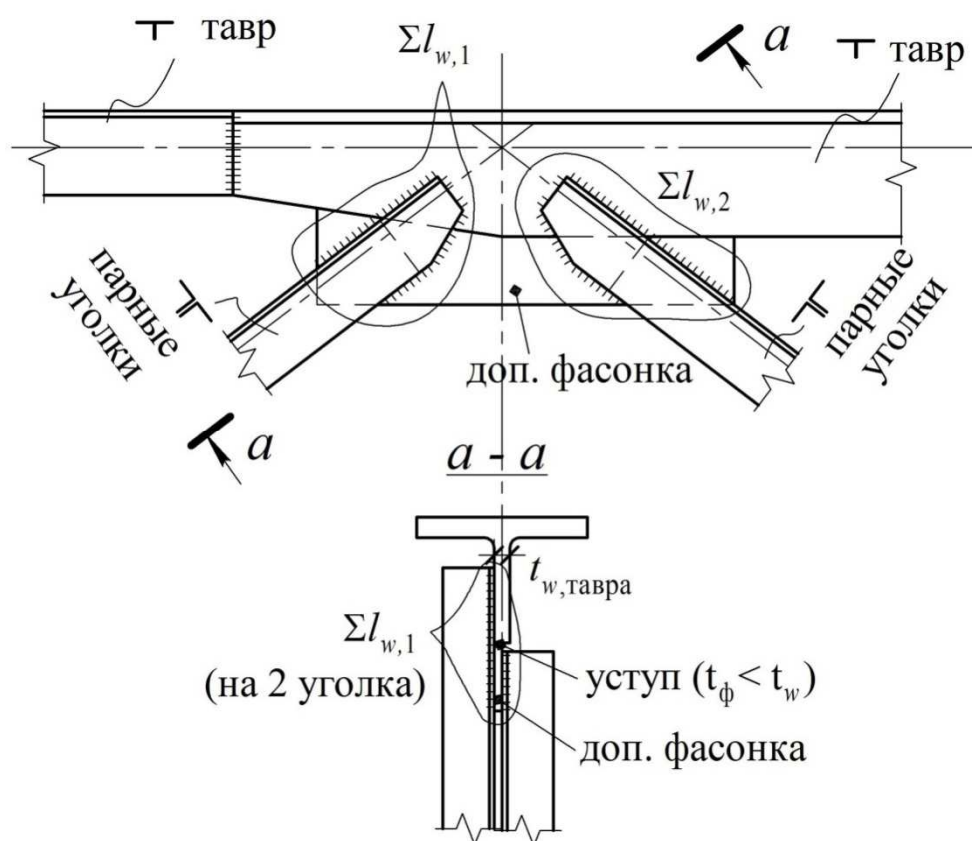


Рис. 4.11 – Вариант узла верхнего пояса стропильной фермы из тавра, решетки из уголков

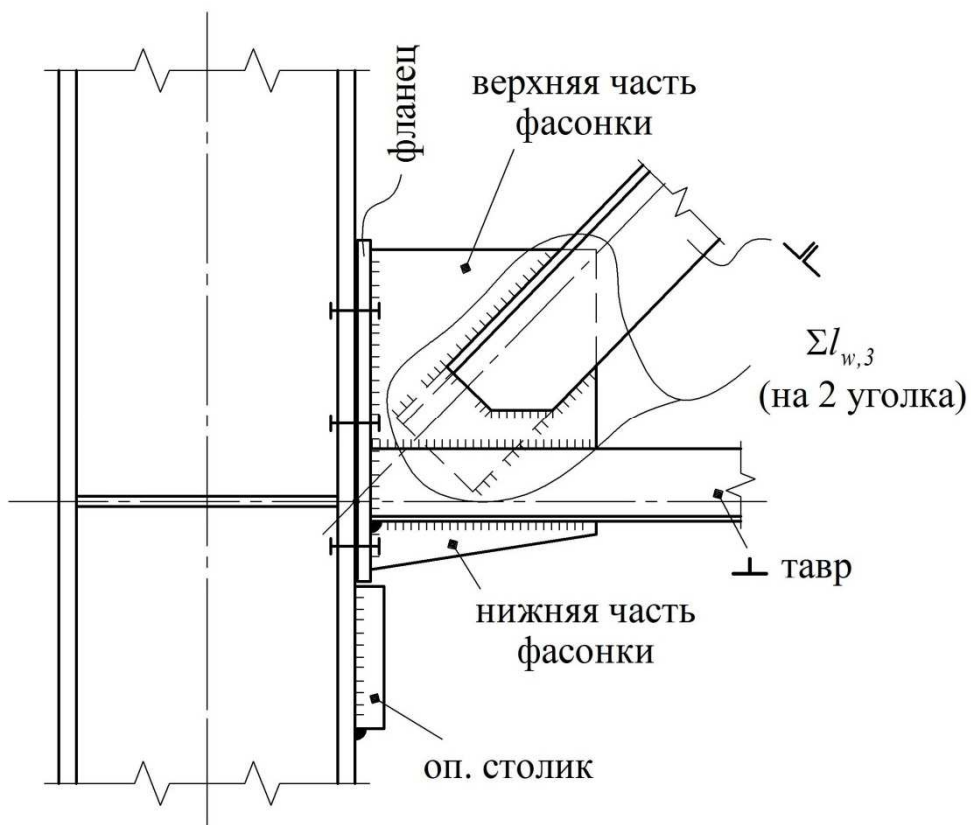


Рис. 4.12 – Вариант опорного узла стропильной фермы с нижним поясом из тавра и опорного раскоса из парных уголков

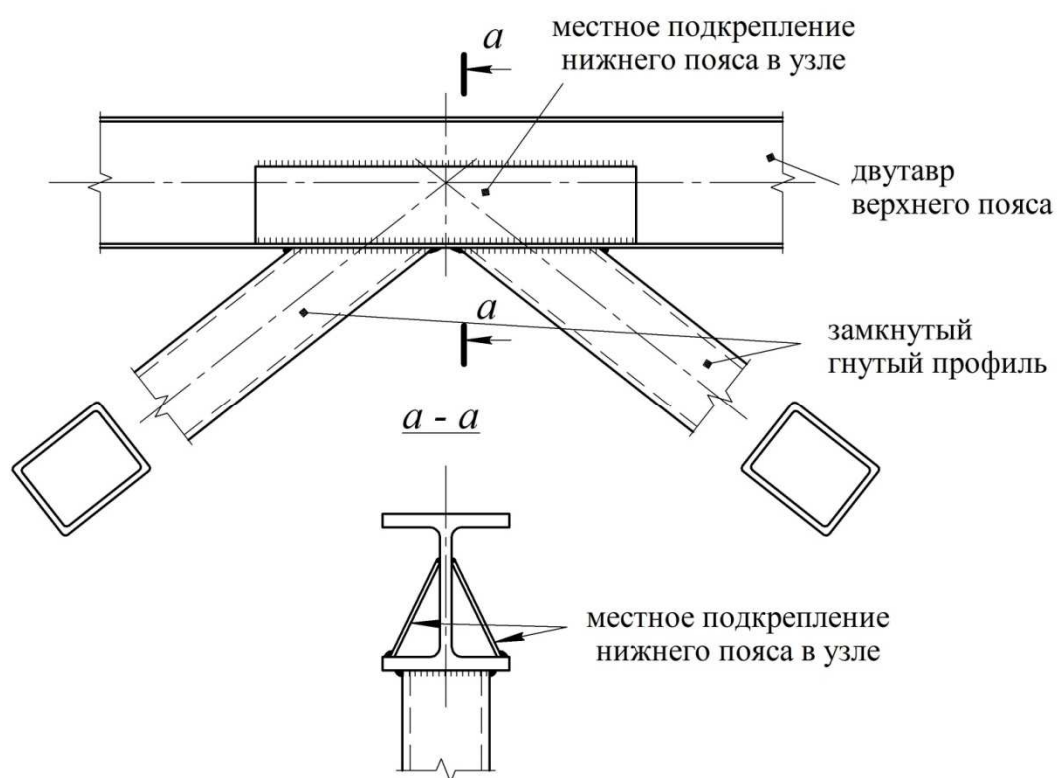


Рис. 4.13 – Вариант узла верхнего пояса из двутавра, решетка - из замкнутых гнутых профилей

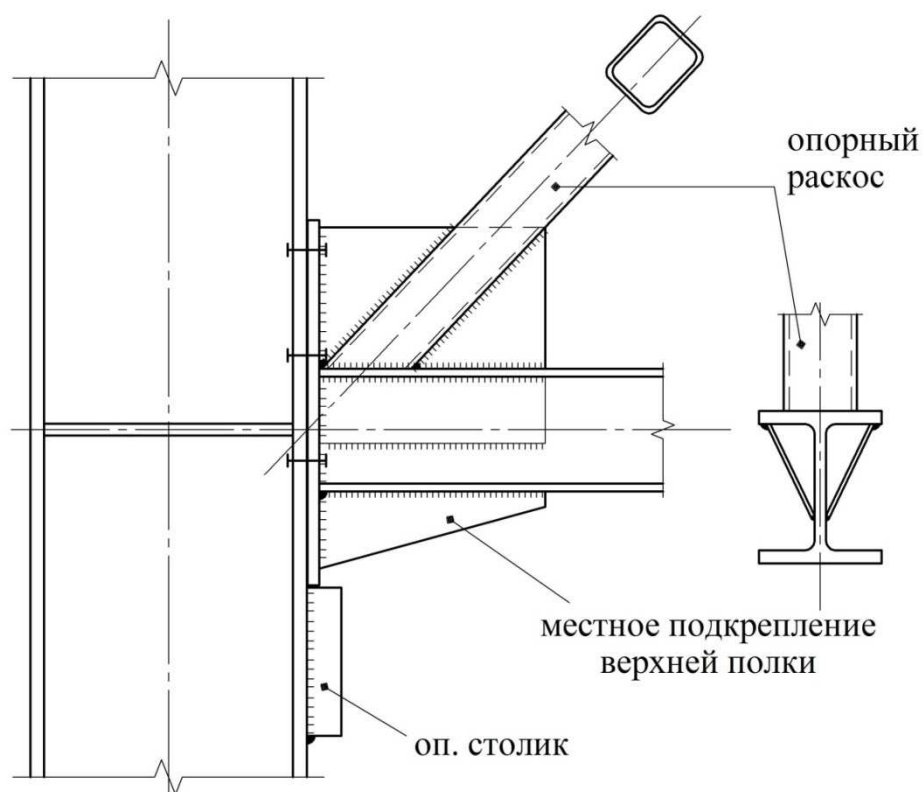


Рис. 4.14 – Вариант опорного узла стропильной фермы с нижним поясом из двутавра и опорного раскоса из замкнутого гнутого профиля

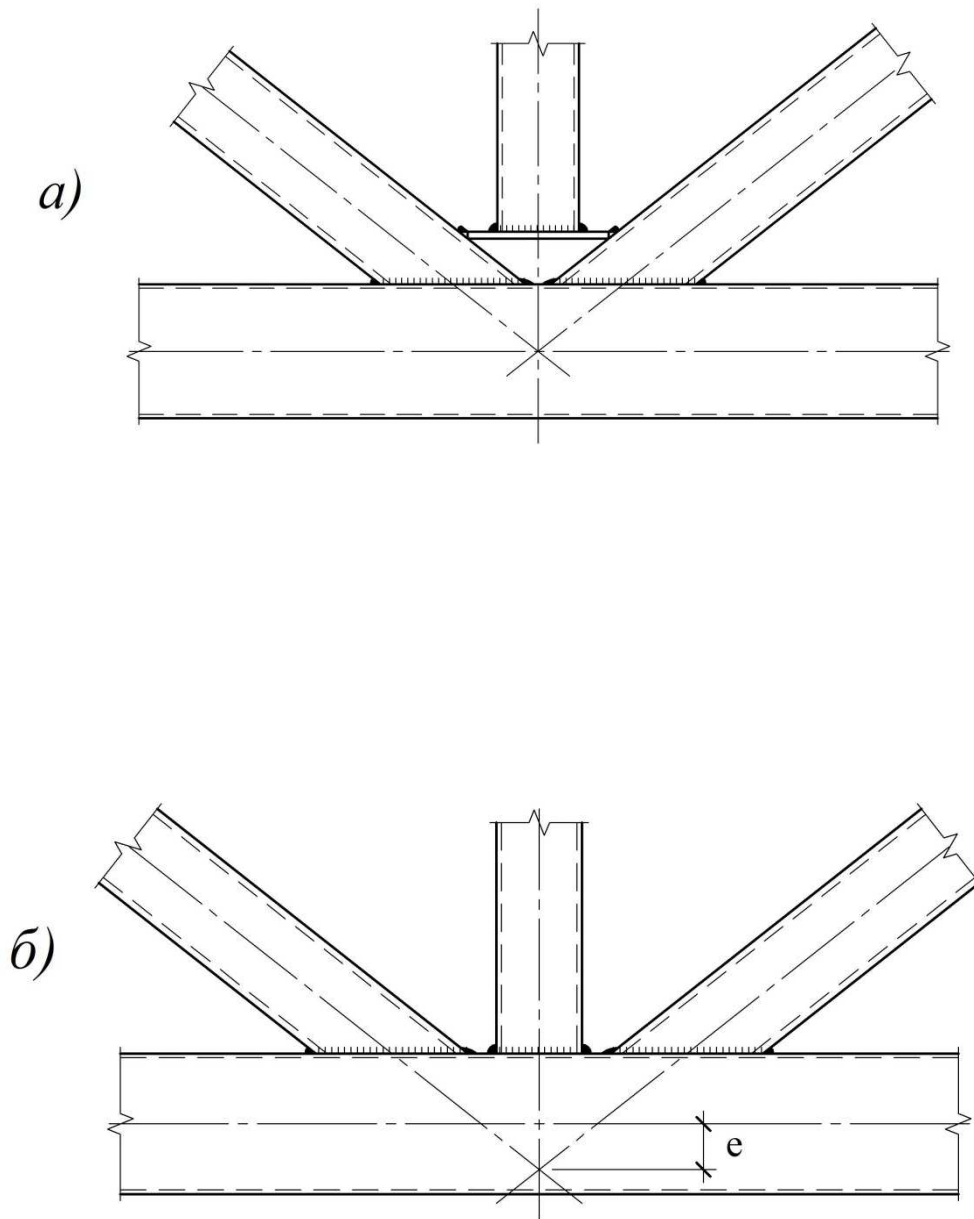


Рис. 4.15 – Варианты промежуточного узла нижнего пояса из замкнутых гнутых профилей

а) с пересечением осей раскосов на оси нижнего пояса;

б) с пересечением осей раскосов с экстренситетом к оси нижнего пояса

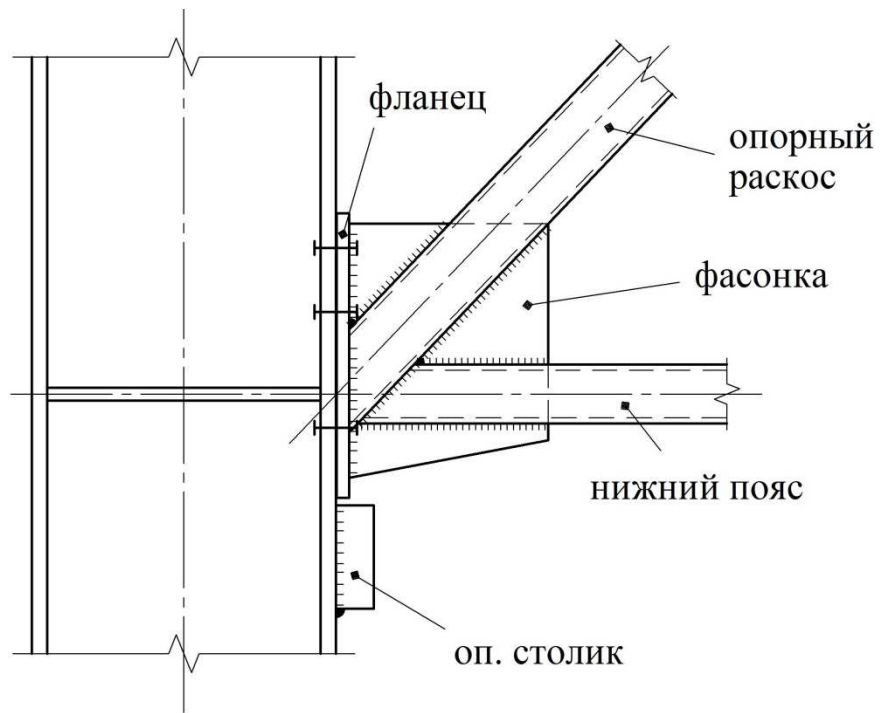


Рис. 4.16 – Вариант опорного узла стропильной фермы-ригеля рамы из замкнутых гнутых профилей

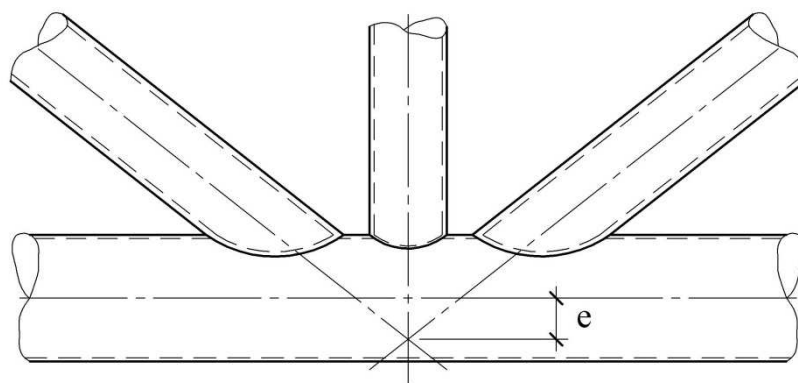


Рис. 4.17 – Вариант промежуточного узла нижнего пояса стропильной фермы из круглых труб с расцентровкой пересечения осей раскосов с нижним поясом

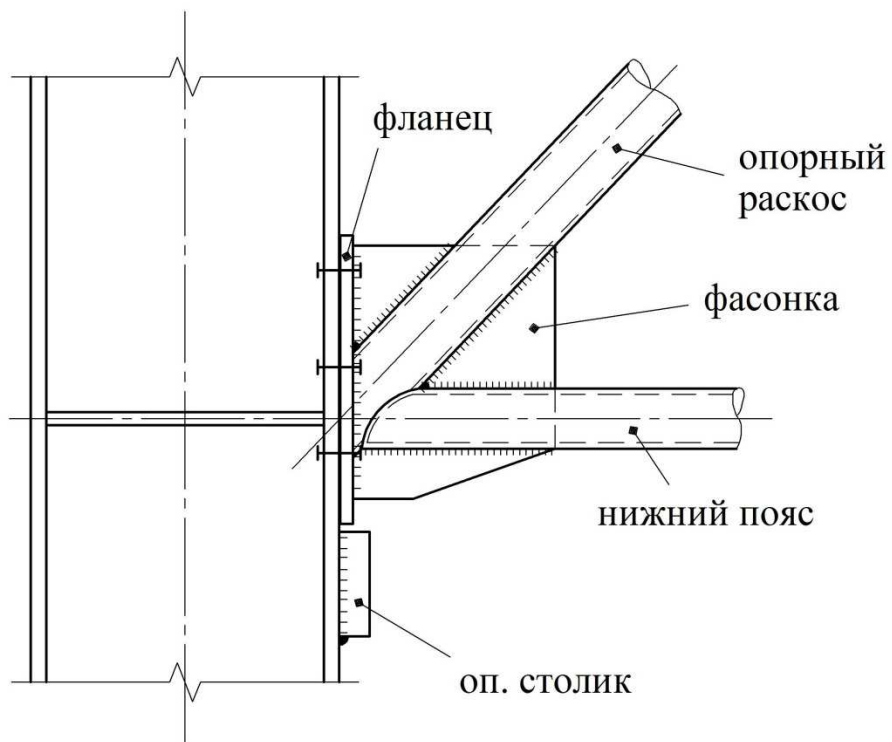


Рис. 4.18 – Вариант опорного узла стропильной фермы-ригеля рамы из круглых труб

Приложение №1

Уточненные формулы для предварительного назначения жесткостей элементов КЭ-модели поперечной рамы

а) Для сквозного сечения нижней части крайней колонны однопролетной поперечной рамы

Согласно формуле (2.40) [17] имеем

$$EJ_{1,x} = E \cdot (R_{on} + 2D_{max}) \cdot h_1^2 / (\kappa_1 \cdot R_y), \quad (\text{П.1})$$

или без модуля E :

$$J_{1,x} = (R_{on} + 2D_{max}) \cdot h_1^2 / (\kappa_1 \cdot R_y), \quad (\text{П.2})$$

где R_{on} – опорная реакция ригеля от расчетных нагрузок (постоянных и снеговых);

D_{max} – расчетное давление на колонну рамы от двух сближенных мостовых кранов;

h_1 – полная высота поперечного сечения нижнего участка колонны (H_1);

κ_1 – коэффициент, учитывающий шаг рам (6 м; 12 м) и отношение v_1/H_1 (где v_1 – габарит нижней части колонны из плоскости рамы);

$\kappa_1 = 3,2 \div 3,8$ при шаге рам 12 м и отношении v_1/H_1 от $\leq 1/30$ ($\kappa_1 = 3,2$) до $\geq 1/20$ ($\kappa_1 = 3,8$);

$\kappa_1 = 2,5 \div 3,0$ при шаге рам 6 м и соответствующих соотношениях v_1/H_1 .

Промежуточные значения κ_1 можно назначить линейной интерполяцией.

Как показывает практика статических и конструктивных расчетов, рассматриваемая формула (2.40) [17] дает существенное завышение жесткости $EJ_{1,x}$ ($J_{1,x}$). Поэтому в итерационном процессе расчета рамы: ста-

тический расчет – РСУ – конструктивный расчет, – значение $J_{1,x}$ уточняют. Однако анализ направления нагрузочных моментов на нижнем участке колонны (т.В) крайнего ряда колонн от опорных реакций $R_{on} = R_g + R_s$ (собственный вес покрытия и снег) и от вертикальных крановых нагрузок позволяет утонить формулу [17, (2.40)] и представить ее в следующем виде:

$$EJ_{1,x} = (0,5 \cdot R_{on} + 2D_{max}) \cdot (0,95 \cdot h_1)^2 / (k_1 \cdot R_y), \quad (\text{П.3})$$

Которое получается из следующих рассуждений:

– в месте изменения сечения (рис. 2.2) граничное условие I ПС по прочности нижней части колонны можно записать по формуле:

$$\frac{M}{J_{1,x}} \cdot \frac{h_1}{2} + \frac{N}{A_1} \leq R_y \cdot \gamma_c, \quad (\text{П.4})$$

в которой:

$$M = M_D + M_{R_{on}}, \quad M_D = D_{max} \cdot \frac{h_1}{2} \text{ – только от крановых нагрузок;}$$

$$M_{R_{on}} = R_{on} \cdot (-e_1) \text{ – только от реакций опоры верхней части колон-}$$

ны,

$$e_1 = (h_1 - h_2)/2;$$

$N = R_{on} + D_{max}$ – расчетные центрально приложенные к нижней части колонны в месте изменения сечения усилия от покрытия и снега (R_{on}) и крановых нагрузок от двух сближенных кранов (D_{max});

$$A_1 = J_{1,x} / \left(\frac{h_1}{2} \right)^2 \text{ – по [17, (2.41)], площадь поперечного сечения}$$

сквозного стержня с двумя ветвями, если центр тяжести сечения нижней части колонны совпадает с положением геометрической оси на расстоянии $h_1/2$.

С учетом выше изложенного формулу (П.4) можно представить в развернутом виде:

$$\left[D_{\text{макс}} \cdot \frac{h_1}{2} + R_{\text{он}} \cdot \left(-\frac{h_1 - h_2}{2} \right) \right] \cdot \frac{h_1}{2} / J_{1,x} + (R_{\text{он}} + D_{\text{макс}}) \cdot \left(\frac{h_1}{2} \right)^2 / J_{1,x} \leq \\ \leq R_y \cdot \gamma_c. \quad (\text{П.5})$$

Если при этом задать отношение $h_2/h_1 \approx 0,5$, а h_1 , как расстояние от наружной грани до оси подкрановой ветви, заменить на расстояние в осях $h_o \approx 0,95h_1$ и цифру $< 4 >$ заменить на коэффициент $< \kappa_1 >$, то окончательно получим с модулем $< E >$ выражение (П.5) в форме (П.3), преобразуя (П.5):

$$\left[D_{\text{макс}} \cdot \left(\frac{h_1}{2} \right)^2 - R_{\text{он}} \cdot \left(\frac{h_1}{2} \right)^2 + 0,5R_{\text{он}} \cdot \left(\frac{h_1}{2} \right)^2 + R_{\text{он}} \cdot \left(\frac{h_1}{2} \right)^2 + D_{\text{макс}} \cdot \left(\frac{h_1}{2} \right)^2 \right] / J_{1,x} \leq \\ \leq R_y \cdot \gamma_c,$$

или

$$\left[0,5R_{\text{он}} \cdot \left(\frac{h_1}{2} \right)^2 + 2D_{\text{макс}} \cdot \left(\frac{h_1}{2} \right)^2 \right] / J_{1,x} \leq R_y \cdot \gamma_c,$$

или окончательно:

$$EJ_{1,x} = (0,5R_{\text{он}} + 2D_{\text{макс}}) \cdot (0,95h_1)^2 / (\kappa_1 \cdot R_y),$$

что совпадает с формулой (П.3).

Таким образом, рабочие формулы для предварительного назначения абсолютных жесткостей нижней части колонны **сквозного сечения** могут иметь вид:

$$EJ_{1,x}^{\text{скв}} = (0,5R_{\text{он}} + 2D_{\text{макс}}) \cdot (0,95h_1)^2 / (\kappa_1 \cdot R_y \cdot \gamma_c), \\ \text{или} \quad EJ_1^{\text{скв}} = EJ_{1,x} / (0,95h_1/2)^2. \quad (\text{П.6})$$

Форму поперечного сечения нижней части сквозного сечения колонны крайнего ряда удобно принять в виде **рис. 2.3**.

б) Для **сплошного сечения** нижней части колонны крайнего ряда дополнительный расход стали на стенку предлагается учесть коэффициентом $\kappa_{\omega,н} = 1,2 \div 1,3$.

Тогда рабочие формулы предварительного назначения жесткостей нижней части колонны **сплошного сечения** могут иметь вид:

$$EJ_{1,x}^{cпл} = \kappa_{\omega,n} \cdot EJ_{1,x}^{ckв}; \quad EA_1^{cпл} = \kappa_{\omega,n} \cdot EA_1^{ckв} \quad (П.7)$$

Форму поперечного сечения нижней части **сплошного сечения** колонны крайнего ряда предлагается принять в виде **рис. 2.4**.

в) Для сплошного поперечного сечения верхнего участка колонны по формуле [17, (2.40)] момент инерции можно определить по формуле

$$J_{2,x} = J_{1,x} \cdot (h_2/0,95h_1)^2 / \kappa_2,$$

где $\kappa_2 = 1,2 \div 1,8$ зависит от грузоподъемности мостовых кранов и относительной высоты участка колонны из плоскости рамы e_2/H_2 :

$$e_2/H_2 = \frac{1}{20} - \text{для мостовых кранов малой грузоподъемности} \\ (H_2 = H_{2,мин}) \quad \kappa_2 = 1,2;$$

$$e_2/H_2 = \frac{1}{30} - \text{для мостовых кранов большой грузоподъемности} \\ (H_2 = H_{2,макс}) \quad \kappa_2 = 1,8.$$

Площадь поперечного сечения верхней части колонны сплошного сечения крайнего ряда по формуле [17, (2.43)] с учетом среднего коэффициента $\kappa_{\omega,2}^{cp} = 1,15$, учитывающего расход стали на стенку ($\kappa_{\omega,2} = 1,1 \div 1,2$) можно задать в виде:

$$A_2 = J_{2,x} / \left(\frac{h_{o,2}}{2} \right)^2 \cdot \kappa_{\omega,2}^{cp} -$$

где $h_{o,2} = h_2 - t_f$, t_f – толщина пояса.

Таким образом, рабочие формулы для предварительного назначения жесткостей верхней части колонны сплошного сечения крайнего ряда могут иметь вид:

$$EJ_{2,x} = J_{1,x} \cdot (h_2/0,95h_1)^2 / \kappa_2;$$

$$EA_2 = J_{2,x} \cdot (h_{o,2}/2)^2 / \kappa_{\omega,2}^{cp}. \quad (\text{П.8})$$

Форму поперечного сечения верхней части колонны сплошного сечения предлагается принять в виде рис. 2.5, в котором

$$\frac{h_{\omega}}{t_{\omega}} < \left[\frac{h_{\omega}}{t_{\omega}} \right]_u, \quad \frac{b_{ef}}{t} \leq \left[\frac{b_{ef}}{t_f} \right]_u \quad \text{по местной устойчивости соответственно}$$

но стенки и свесов полок [4].

г) Для статического расчета поперечной рамы с жесткими верхними узлами приближенными аналитическими методами по готовым формулам [7, 17, 18] вместо абсолютных значений жесткостей J_1 , A_1 по (П.6), J_2 , A_2 по (П.8), $J_p^{эkv}$, A_p допускается использовать их соотношения: J_1/J_2 (или J_2/J_1), J_p/J_1 **по рис. 2.6**, в котором момент инерции ригеля (J_p) может быть вычислен одним из двух способов:

– при известных площадях сечений поясов A_{θ} , A_H момент инерции сквозного ригеля приближенно равен по формуле [18]

$$J_p^{эkv} = (A_{\theta} \cdot z_{\theta}^2 + A_H \cdot z_H^2) \cdot \mu, \quad (\text{П.9})$$

где z_{θ} , z_H – **по рис. 2.7**;

– положение центра тяжести по формуле

$$z_H = \frac{\sum S_{2-2}}{\sum (A_{\theta} + A_H)}, \quad z_{\theta} = h_p^{cp} - z_H;$$

– h_p^{cp} – в осях поясов как средняя высота ригеля в пролете;

– μ – учитывает уклон верхнего пояса, $\mu = 0,7 \div 0,9$ при $i = (1/8 \div 0)$;

– если площади сечений поясов неизвестны, то по приближенной формуле [18]:

$$J_p^{эkv} = \frac{M_{\max} \cdot h_p^{cp}}{2R_y} \cdot 1,15\mu, \quad (\text{П.10})$$

где $M_{\max} = f(q_{кр} + q_{сн} + q_{подв.кр})$;

$$1,15 = A_{f,cp} / A_n, \quad \sum A_{f,cp} = A_6 + A_n;$$

$$2A_{f,4} = 4J_p / (h_p^{cp})^2.$$

д) При шарнирных узлах соединения ригеля с колоннами допускается принять в приближенных расчетах отношение $J_p / J_1 \rightarrow \infty$ в расчете рамы **на горизонтальные нагрузки** при выполнении следующих условий:

$0,3 \leq H/L \leq 1$ и $J_p / J_1 \geq 4,3 - 3,5 \frac{H}{L}$ при $\frac{H}{L} > 1$. Предельное отношение

$J_p / J_1 = 0,8$ при $\frac{H}{L} = 1$. Если указанное соотношение J_p / J_1 , не выполня-

ется, то жесткость ригеля следует принимать **конечной** и учитывать в расчете рамы [18, стр. 55].

В этом случае расчет **на вертикальные** нагрузки также можно выполнять по готовым формулам, полученным методом сил или методом перемещений.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Курс металлических конструкций : учебник для строительных вузов. Часть 1. Основы металлических конструкций / Н. С. Стрелецкий. – Москва ; Ленинград : Государственное издательство строительной литературы, 1940. – 844 с. – Текст : непосредственный.
2. Металлические конструкции : учебник для строительных вузов. В 3 томах. Том 1. Элементы стальных конструкций / В. В. Горев, Б. Ю. Уваров, В. В. Филиппов [и др.] ; под редакцией В. В. Горева. – Москва : Высшая школа, 1997. – 527 с. : ил. – ISBN 5-06-003444-5. – Текст : непосредственный.
3. ГОСТ Р 54257–2010. Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения и требования : национальный стандарт Российской Федерации : утвержден и введен в действие Приказом Федерального агентства по техническому регулированию и метрологии от 23 декабря 2010 года № 1059-ст : дата введения 2011-09-01. – Москва : Стандартинформ, 2011. – 12 с. – Текст : непосредственный.
4. СП 16.13330 – 2017. Стальные конструкции : свод правил : издание официальное : утвержден и введен в действие Приказом Министерства строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации от 24 февраля 2017 № 126/пр : актуализированная редакция СНиП II-23-81* : дата введения 28 августа 2017. – Москва, 2017. – 145 с. : ил. – Текст : непосредственный.
5. Расчет стальных конструкций по предельным состояниям / В. А. Балдин, И. И. Гольденблат, В. М. Коченов, М. Я. Пильдиш, К. Э. Таль ; под редакцией В. М. Келдыша. – Москва ; Ленинград : Государственное издательство строительной литературы, 1951. – 272 с. – Текст : непосредственный.
6. СП 20.13330.2016. Нагрузки и воздействия : свод правил : издание официальное : утвержден и введен в действие Приказом Министерства

- строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации от 3 декабря 2016 г. № 891/пр : актуализированная редакция СНиП 2.01.07–85* : дата введения 4 июня 2017 г. – Москва : ЦПП, 2016. – 104 с. : ил. – Текст : непосредственный.
7. Металлические конструкции : учебник для студентов высших учебных заведений / Ю. И. Кудишин, Е. И. Беленя, В. С. Игнатьева [и др.] ; под редакцией Ю. И. Кудишина. – 9-е изд. стер. – Москва : Академия, 2007. – 688 с. – ISBN 978-5-7695-4418-7. – Текст : непосредственный.
 8. Справочник проектировщика промышленных, жилых и общественных зданий и сооружений. Расчетно-теоретический. В 2 книгах. Книга 1 / под редакцией А. А. Уманского. – Изд. 2-е, перераб. и доп. – Москва : Стройиздат, 1972. – 600 с. – Текст : непосредственный.
 9. Броуде, Б. М. Расчет балок по предельному состоянию при учете касательных напряжений / Б. М. Броуде. – Текст : непосредственный // Исследования по теории сооружений : сборник статей. Выпуск V / редакторы : А. А. Гвоздев, И. М. Рабинович, М. М. Филоненко-Бородич. – Москва ; Ленинград, 1951. – С. 404.
 10. Лампси, Б. Б. Совершенствование методов расчета тонкостенных металлических конструкций на основе теории местных напряжений / Б. Б. Лампси. – Текст : непосредственный // Развитие металлических конструкций: Работы школы Н.С. Стрелецкого / В. В. Кузнецов, Е. И. Беленя [и др.] – Москва, 1987. – 576 с.
 11. Катюшин, В. В. Здания с каркасами из стальных рам переменного сечения (расчет, проектирование, строительство) / В. В. Катюшин. – Москва : Стройиздат, 2005. – 656 с. : ил. – ISBN 5-274-02030-5. – Текст : непосредственный
 12. Расчет стальных конструкций : справочное пособие / Я. М. Лихтарников, Д. В. Ладыженский, В. М. Клыков. – 2-е изд. перераб. и доп. – Киев : Будивельник, 1984. – 368 с. – Текст : непосредственный

13. СП 27.13330 – 2011. Бетонные и железобетонные конструкции, предназначенные для работы в условиях воздействия повышенных и высоких температур : свод правил : издание официальное : утвержден и введен в действие Приказом Министерства регионального развития Российской Федерации от 28 декабря 2010 г. № 827 : актуализированная редакция СНиП 2.03.04-84 : дата введения 20011-05-20. – Москва : ЦПП, 2011. – 115 с. : ил. – Текст : непосредственный.
14. Васильев, А. А. Металлические конструкции : учебное пособие для техникумов / А. В. Васильев. – Москва : Стройиздат, 1975. – 420 с. : ил. – Текст : непосредственный.
15. Проектирование металлических конструкций. Специальный курс : учебное пособие для вузов / В. В. Бирюлев, И. И. Кошин, И. И. Крылов, А. В. Сильверстов. – Ленинград : Стройиздат, 1990. – 432 с. : ил. – ISBN 5-274-01065-2. – Текст : непосредственный.
16. Кутухтин, Е. Г. Легкие конструкции одноэтажных производственных зданий / Е. Г. Кутухтин, В. М. Спиридонов, Ю. М. Хромец [и др.]. – 2-е изд., перераб. и доп. – Москва : Стройиздат, 1988. – 263 с. : ил. – ISBN 5-274-00696-5. – (Справочник проектировщика). – Текст : непосредственный.
17. Металлические конструкции. В 3 томах. Том 2. Конструкции зданий : учебник для строительных вузов / под редакцией В. В. Горева. – Москва : Высшая школа, 1999. – 528 с. : ил. – ISBN 5-06-003444-5. – Текст : непосредственный.
18. Примак, Н. С. Расчет рамных конструкций одноэтажных промышленных зданий : учебное пособие для инженерно-строительных вузов / Н. С. Примак. – 2-е изд., испр. и доп. – Киев : Вища школа, 1972. – 495 с. : черт. – Текст : непосредственный.
19. Расчетные сочетания нагрузок по СП 20.13330.2011 при расчете поперечной рамы промздания : методические рекомендации к курсовому проекту по проектированию стального каркаса цеха одноэтажного

- промздания для студентов направления 270800.62 "Строительство", профиль "Промышленное и гражданское строительство" / Нижегородский государственный архитектурно-строительный университет, Кафедра металлических конструкций ; составители: Александр Иванович Колесов, Андрей Александрович Лапшин, Иван Анатольевич Ямбаев. – Нижний Новгород : ННГАСУ, 2013. – 20 с. – Текст : непосредственный.
20. Колесов, Александр Иванович. Расчет стальных рам одноэтажных промышленных зданий : методические указания по курсовым и дипломным проектам для студентов специальности 1202 "ПГС" заочного и вечернего обучения. Выпуск 1. Компоновка каркаса и статический расчет поперечной рамы / Александр Иванович Колесов; Горьковский инженерно-строительный институт им. В. П. Чкалова, Кафедра металлических конструкций. – Горький : ГИСИ, 1984. – 79 с. – Текст : непосредственный.
21. Валь, В. Н. Усиление стальных каркасов одноэтажных производственных зданий при их реконструкции / В. Н. Валь, Е. В. Горохов, Б. Ю. Уваров. – Москва : Стройиздат, 1987. – 220 с. : ил. – Текст : непосредственный.
22. Численные исследования и анализ коэффициентов расчетных длин одноступенчатых колонн одноэтажных промзданий, оборудованных мостовыми кранами / А. А. Лапшин, А. И. Колесов, И. А. Ямбаев, Е. Ю. Стенякина, Т. В. Грызлова. – Текст : непосредственный // Приволжский научный журнал / Нижегородский государственный архитектурно-строительный университет. – Нижний Новгород, 2013. – № 3. – С. 55-61.
23. СП 294.1325800.2017. Конструкции стальные. Правила проектирования : свод правил : издание официальное : утвержден и введен в действие Приказом Министерства строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации от 31 мая 2017 г. № 828/пр : дата введения 2017-12-01. – Москва : ЦПП, 2017. – 163 с. : ил. – Текст : непосредственный.

24. Колесов, А. И. Стальные конструкции зданий и сооружений. Часть 1. Общая характеристика и основы проектирования. Материалы и соединения элементов стальных конструкций. Балки, колонны и легкие фермы как элементы зданий и сооружений : учебное пособие / А. И. Колесов, В. В. Пронин, Е. А. Кочетова ; Нижегородский государственный архитектурно-строительный университет. – Нижний Новгород : ННГАСУ, 2018. – 178 с. – ISBN 978-5-528-00294-1.

Колесов Александр Иванович
Пронин Владислав Валерьевич
Иванова Ольга Борисовна
Кочетова Елена Анатольевна

СТАЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

Часть 2. Основы проектирования стальных каркасов одноэтажных промзданий, оборудованных мостовыми кранами

Учебное пособие

Подписано в печать 14.05.2021. Формат 60х90 1/16 Бумага газетная. Печать трафаретная.
Уч. изд. л. 5,1. Усл. печ. л. 5,3. Тираж 100 экз. Заказ №

Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего образования
«Нижегородский государственный архитектурно-строительный университет»
603950, Нижний Новгород, ул. Ильинская, 65.
Полиграфический центр ННГАСУ, 603950, Н.Новгород, Ильинская, 65
<http://www.nngasu.ru>, srec@nngasu.ru