ЦНИИПРОМЗДАНИЙ

Р У К О В О Д С Т В О

ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ СБОРНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОЛОНН ОДНОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ ПРОМЫШЛЕННЫХ ПРЕДПРИЯТИЙ

Москва - 1971

gost.e-ecolog.ru

УДК 624.075.23

П Р Е Д И С Л О В И Е

Настоящее Руководство содержит общие положения по проектированию железобетонных колонн, данные по нагрузкам и воздействиям на каркас одноэтажного здания, указания по статическому расчету каркаса, по расчету и конструированию колонн.

Руководство составлено на основании СНиП П-А.10-62 "Строительные конструкции и основания. Основные положения проектирования", СНиП П-А. 11-62 "Нагрузки и воздействия. Нормы проектирования", СН 355-66 "Указания по определению нагрузок от подвесных кранов", СНиП П-В.1-62* "Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования".

В соответствии с Руководством статический расчет каркаса на все воздействия, за исключением вынужденных перемещений (температурных и т.п.), производится в общем случае, как упругой, линейно-деформируемой системы, без учета влияния трещин на жесткость колонн. При этом влияние продольного изгиба колонн и неупругих деформаций бетона при длительном действии нагрузки учитывается коэффициентами η и $m_{эл}$. При расчете каркаса на вынужденные перемещения жесткость колонн принимается как при длительном действии нагрузок с учетом наличия трещин.

Каркасы зданий без перепадов высот в пределах температурного блока рекомендуется рассчитывать более точным способом по деформированной схеме, как упругую, нелинейно-деформируемую систему с учетом влияния продольного изгиба, а также трещин и неупругих деформаций бетона на кривизну и, соответственно, жесткость колонн.

Расчет каркасов по деформированной схеме позволяет более рационально, с меньшим расходом материалов проектировать колонны и предполагает использование ЭВМ.[x] При колоннах прямоугольного сечения этот расчет может выполняться с помощью ручных вычислительных средств.

Руководство одобрено Главпромстройпроектом Госстроя СССР для применения при проектировании.

При разработке "Руководства" учтены замечания и предложения проектных (ПИ-I, ПСП, ЛенПСП и др.) и научно-исследовательских институтов (НИИЖБ, ЦНИИСК и др.).

Руководство разработано в отделе типовых конструкций № 3 ЦНИИПромзданий (инженеры Б.Ф.Васильев, А.Я.Розенблюм, Л.В.Шелапутина, Ю.В.Герман, И.А.Петров, кандидат техн.наук И.К.Синани), при консультации НИИЖБ (доктора техн. наук А.А.Гвоздев, А.П.Васильев, кандидаты техн.наук К.Э.Таль, Е.А.Чистяков, Н.Н.Коровин) и ЦНИИСК (кандидаты техн. наук В.Г.Писчиков и А.А.Бать) с учетом исследований НИИСК (кандидаты техн.наук Д.А.Корнунов и А.И.Марченко).

Отзывы и предложения следует направлять по адресу Москва, И-344, ул.Коминтерна, д.7, корп.2, ЦНИИПромзданий.

Редакторы - инженеры Б.Ф.Васильев и А.Я.Розенблюм (ЦНИИПромзданий) и А.М. Свиридова (Главпромстройпроект Госстроя СССР).

---

[x] Институтами Гипротис (инженеры Т.Н.Росикова и Д.А.Козодоева) и ЦНИИПромзданий (инженер А.Я.Розенблюм) составлена программа РДС-2 расчета железобетонных одноэтажных зданий по деформированной схеме на ЭВМ Минск-2/22.

I. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

I.I. Настоящее Руководство распространяется на проектирование сборных железобетонных колонн одноэтажных производственных зданий без мостовых кранов и с мостовыми кранами легкого, среднего и тяжелого режима работы.

Примечания: I. Режим работы мостовых кранов определяется в соответствии с "Правилами устройства и безопасной эксплуатации грузоподъемных кранов".

2. Проектирование железобетонных колонн зданий, предназначенных для строительства в сейсмических районах, в зонах распространения вечномерзлых и просадочных грунтов и на подрабатываемых территориях, а также колонн, предназначенных для работы в условиях систематического воздействия температур свыше плюс 50°С и ниже минус 70°С, должно вестись с учетом требований соответствующих глав СНиП или других нормативных документов. При разработке колонн для зданий с агрессивными средами должны учитываться требования "Указаний по проектированию антикоррозионной защиты строительных конструкций" СН 262-67.

I.2. Колонны являются элементом каркаса здания. Каркас одноэтажного производственного здания представляет собой пространственную систему, состоящую из заделанных в фундаменты колонн, объединенных в пределах температурного блока стропильными и подстропильными конструкциями, плитами, связями и т.д. Эта пространственная система условно расчленяется на поперечные и продольные плоские рамы, взаимосвязанные диском покрытия, состоящим из плит или горизонтальных стальных связей. Поперечные рамы образуются из колонн и стропильных конструкций, продольные рамы - из колонн, плит покрытий или прогонов, подстропильных конструкций, связей (решетчатых и в виде распорок) и подкрановых балок. Вертикальные стальные связи по продольным рядам колонн предусматриваются при значительных горизонтальных силах, действующих в плоскости продольной рамы (торможение

мостовых электрических кранов, большая ветровая нагрузка), а также при гибких колоннах с целью уменьшения их расчетной длины.

Эти связи следует располагать в средней части температурного блока для снижения усилий в элементах каркаса от температурных и т.п. воздействий.

Вертикальные стальные связи и распорки по опорам стропильных конструкций предусматриваются в случаях, когда опоры конструкций покрытия (плит, ферм, балок) или их сопряжения не обеспечивают передачу усилий с диска покрытия на нижележащие конструкции продольной рамы. Эти связи следует располагать по торцам температурного блока; если они не обеспечивают передачу усилий, устанавливается дополнительная связь в середине блока.

Выбор конструктивной и соответствующей расчетной схемы каркаса производится в зависимости от объемно-планировочного решения здания, обусловленного технологическими и эксплуатационными требованиями.

Конструктивные схемы поперечных и продольных рам с рекомендациями по их применению приведены на рис.I.I-I.4.*

I.3. Привязки колонн к разбивочным осям здания регламентируются "Основными положениями по унификации объемно-планировочных и конструктивных решений промышленных зданий" СН 223-62.

Расстояния между осями подкрановых путей и разбивочными осями здания регламентируются ГОСТом 534-59 "Краны мостовые. Пролеты" и принимаются равными:

---

* См.стр. 12-14

750 мм - в зданиях, оборудованных мостовыми кранами общего назначения грузоподъемностью до 50 т включительно;

1000 мм - в зданиях, оборудованных мостовыми кранами грузоподъемностью более 50 т, а также при наличии проходов в надкрановой части колонн.

В зданиях, оборудованных мостовыми электрическими кранами грузоподъемностью до 15 т включительно и мостовыми ручными кранами любой грузоподъемности, это расстояние допускается принимать равным 500 мм.

1.4. Колонны подразделяются:

а) в зависимости от назначения - на основные, воспринимающие все вертикальные и горизонтальные нагрузки (от покрытия, стен, кранов, ветра и др.), и фахверковые, воспринимающие, как правило, нагрузки от веса стен и ветра;

б) в зависимости от положения в здании - на колонны крайнего ряда, среднего ряда и торцовые;

в) в зависимости от наличия и вида подъемно-транспортного оборудования - на крановые (при опирании подкрановых балок непосредственно на колонны) и бескрановые (при отсутствии подъемно-транспортного оборудования или когда это оборудование подвешивается к несущим конструкциям покрытия);

г) в зависимости от размеров сечения по длине - на колонны постоянного сечения (призматические) и ступенчатые; последние принимаются в случае опирания на них подкрановых балок, а также для экономии материала.

При необходимости колонны снабжаются консолями для

опирания несущих конструкций покрытия, подкрановых балок и т.д. (рис. I.5).**

I.5. Размеры колонн по высоте (выше отметки чистого пола) определяются технологическими требованиями к проектируемому зданию с учетом размещения в необходимых случаях кранового оборудования, а также в соответствии с требованиями унификации */.

I.6. Габарит приближения кранового оборудования к строительным конструкциям принимается в соответствии со стандартами на крановое оборудование.

При необходимости установки нестандартного кранового оборудования габарит его приближения определяется по соответствующим заводским данным.

Зазор между габаритом приближения кранового оборудования и низом несущих конструкций покрытия (ферм, балок), учитывающий прогиб конструкций и размещение связей по нижним поясам стальных ферм, следует принимать дополнительно к зазорам по стандартам на крановое оборудование не менее:

50 мм - при железобетонных конструкциях покрытия;

200 мм - при стальных конструкциях покрытия в случае отсутствия подстропильных ферм;

250 мм - при стальных конструкциях покрытия в случае наличия подстропильных ферм.

I.7. Размеры колонн по высоте ниже отметки чистого пола определяются расстоянием от чистого пола до верха

---

*/ См. "Основные положения по унификации объемно-планировочных и конструктивных решений промышленных зданий" СН 223-62.

**См.стр. 15

фундамента и условиями заделки колонн в фундамент. При отсутствии специальных технологических требований расстояние от чистого пола до верха фундамента принимается равным 0,15 м, из условия окончания работ нулевого цикла до монтажа колонн.

1.8. Поперечное сечение колонн может быть сплошным (прямоугольным, двутавровым и т.п.) или сквозным (двухветвевым). Форма сечения должна выбираться на основе экономических и конструктивных требований с учетом условий изготовления и эксплуатации колонн (огнестойкости, коррозионной стойкости и т.д.).

Основные колонны высотой более 12 м, а также колонны, в которых высота сечения по расчетным или конструктивным требованиям принимается более одного метра, рекомендуется проектировать двухветвевыми.

Для колонн сплошного сечения рекомендуется прямоугольная форма сечения. Другие формы сплошного сечения (двутавровые, пустотные и т.д.) могут быть приняты при специальном обосновании (наличие соответствующих форм, специализированные способы изготовления и т.п.).

1.9. Размеры поперечных сечений колонн назначаются в соответствии с расчетными требованиями и учетом технико-экономического анализа размеров сечений. При этом должны быть учтены требования по унификации сечений (см. п. 1.10), а также конструктивные требования; в частности, должно быть обеспечено необходимое опирание несущих конструкций покрытия, подкрановых балок и т.п. с учетом допусков на изготовление и монтаж.

I.IO. Размеры сечений колонн следует принимать не менее 300х300 мм; для ветвей двухветвевых колонн (в плоскости большего размера полного сечения) допускается уменьшение одного размера сечения ветви до 200 мм. Размеры сечений основных колонн рекомендуется принимать не менее $\frac{\ell_o}{30}$, где ℓ_o - расчетная длина колонн. Ширину колонн, несущих нагрузку от мостовых электрических кранов, рекомендуется принимать не менее 400 мм.

Размер сечения оголовка колонн в плоскости несущей конструкции покрытия рекомендуется принимать не менее 300 мм - при опирании одной конструкции и 500 мм - при опирании двух конструкций. Размеры сечений следует назначать кратными 100 мм, за исключением ветвей двухветвевых колонн, меньший размер сечений которых может быть принят кратным 50 мм.

Размеры сечения нетиповых колонн, принимаемые для одного объекта или для ряда объектов на одной площадке, должны быть унифицированы. При этом сечения колонн следует принимать одинаковыми, если расчетные усилия в них смогут быть восприняты за счет изменения процента армирования от 0,5 до 3% и изменения марки бетона на одну, а при соответствующем обосновании - на две ступени. При назначении опалубочных размеров колонн рекомендуется максимальное использование форм типовых колонн.

I.II. При назначении высоты сечения надкрановых участков колонн в случаях, оговоренных технологическим заданием, следует учитывать необходимость устройства вдоль подкрановых путей проходов, которые могут выполняться в теле колон-

ны или сбоку. В случае устройства проходов в теле колонны размеры проемов должны быть не менее 400х1800 мм.

Примечание. При наличии в пролете более двух кранов среднего или тяжелого режима работы и их круглосуточной непрерывной эксплуатации устройство проходов обязательно, независимо от технологических требований.

1.12. Для колонн преимущественно применяются бетоны проектной марки по прочности на сжатие 200 ÷ 400.

Для колонн, подвергающихся воздействию расчетных температур (принимаемых равными средней температуре наиболее холодной пятидневки района строительства по СНиП П-А.6-62) минус 40°С и ниже, проектная марка бетона по морозостойкости должна быть не ниже 100 - для зданий I класса и 50 - для зданий П-IУ класса.

Примечание. Отпускная прочность бетона в колоннах назначается в зависимости от времени года, условий монтажа и срока загружения, но не менее 70% от проектной марки бетона. При этом величина отпускной прочности бетона колонн должна быть согласована с заводом-изготовителем, а в необходимых случаях - и с монтажной (строительной) организацией.

1.13. В качестве продольной арматуры колонн следует применять горячекатаную арматурную сталь периодического профиля класса А-Ш (допускается сталь класса А-П).

В качестве поперечной арматуры следует применять горячекатаную арматурную сталь класса А-I и обыкновенную холоднотянутую арматурную проволоку класса В-I; при соответствующем обосновании допускается применение арматуры из стали класса А-Ш.

Для колонн неотапливаемых зданий в районах с низкими температурами при назначении марки стали должны учитываться требования "Инструкции по проектированию железобетонных

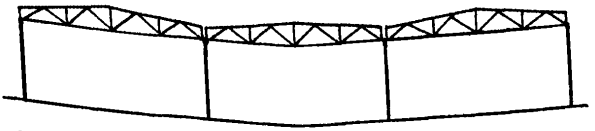


Рис.I.I. Конструктивная схема поперечной рамы

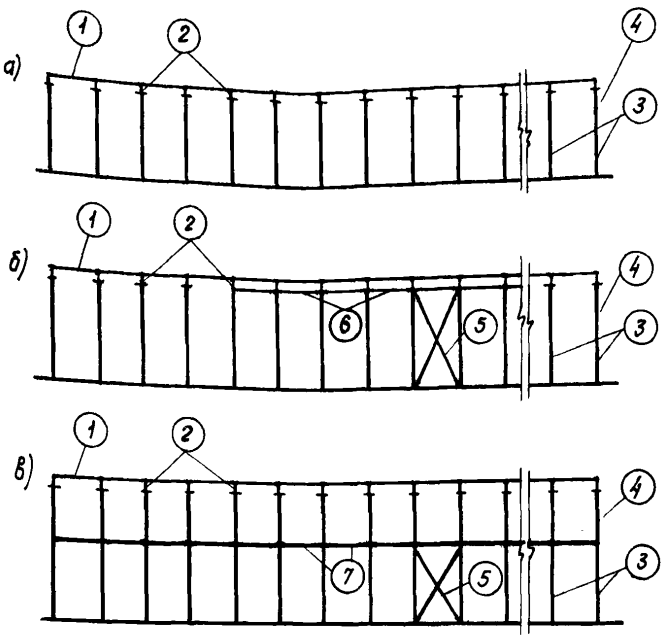


Рис.I.2. Конструктивные схемы продольных рам зданий со стропильными конструкциями, имеющими небольшую высоту на опоре (железобетонные фермы и балки с высотой на опоре до 0,9 м)

а - при отсутствии мостовых кранов и высотах колонн до 10 м; б - при отсутствии мостовых кранов и высотах более 10 м; в - при наличии мостовых электрических кранов; 1 - диск покрытия; 2 - стропильные конструкции; 3 - колонны; 4 - торец здания или температурный шов; 5 - вертикальная связь по колоннам; 6 - распорки; 7 - подкрановые балки

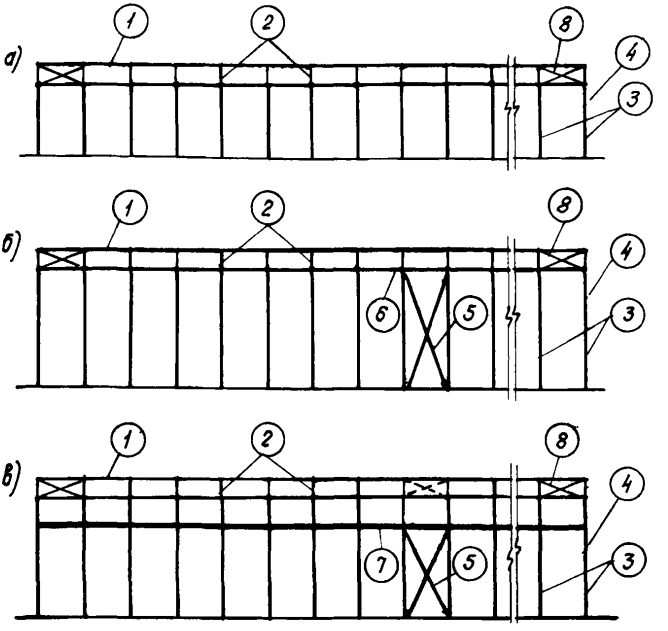


Рис.I.3. Конструктивные схемы продольных рам зданий со стропильными конструкциями, имеющими большую высоту на опоре (железобетонные фермы и балки с высотой на опоре более 0,9 м и стальные фермы)

а - при отсутствии мостовых кранов и высотах колонн до I0 м; б - при отсутствии мостовых кранов и высотах колонн более I0 м; в - при наличии мостовых электрических кранов I - диск покрытия; 2 - стропильные конструкции; 3 - колонны; 4 - торец здания или температурный шов; 5 - вертикальная связь по колоннам; 6 - распорки; 7 - подкрановые балки; 8 - вертикальная связь по опорам стропильных конструкций

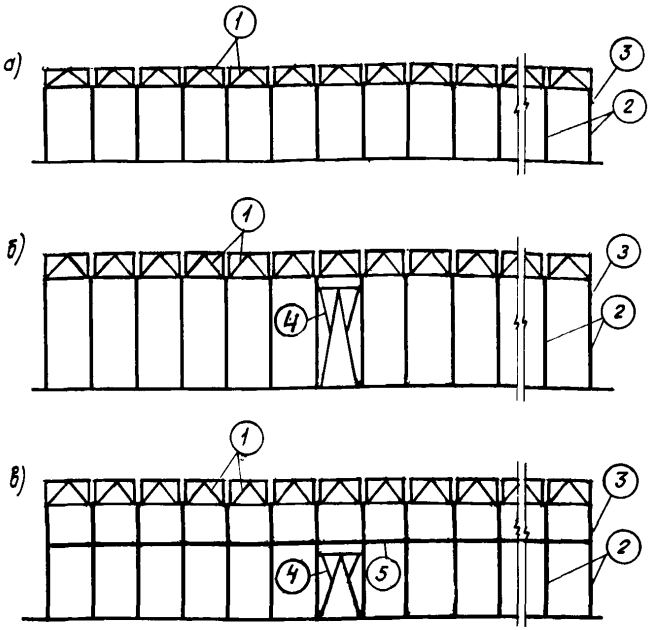


Рис.I.4. Конструктивные схемы продольных рам средних рядов зданий с подстропильными конструкциями а - при отсутствии мостовых кранов и высотах колонн до I0 м; б - при отсутствии мостовых кранов и высотах колонн более I0 м; в - при наличии мостовых электрических кранов
I - подстропильные конструкции; 2 - колонны; 3- торец здания или температурный шов; 4 - вертикальная связь по колоннам; 5 - подкрановые балки

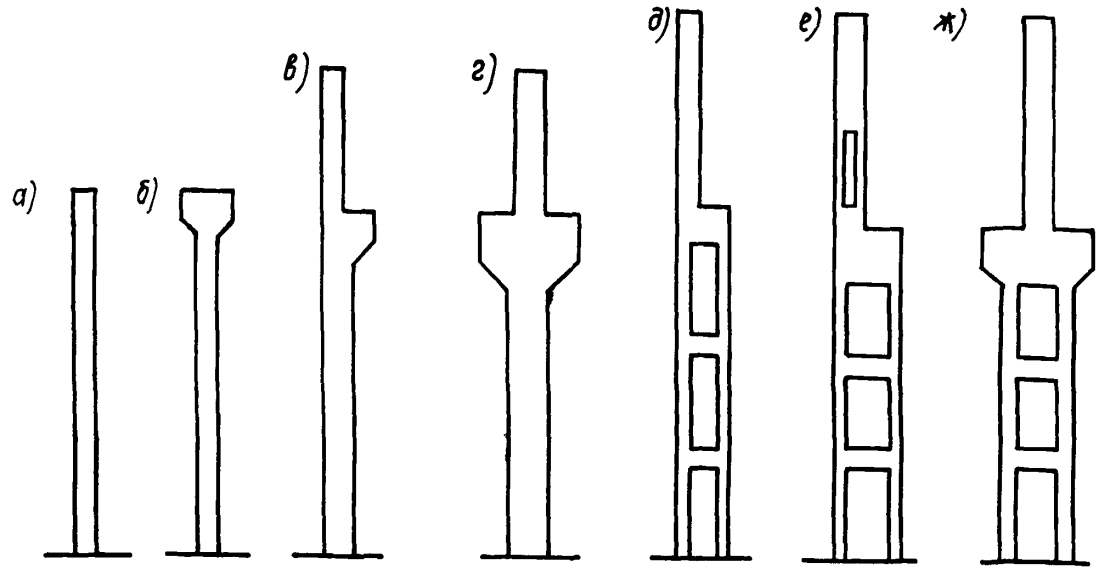


Рис.I,5. Типы колонн

а - призматическая колонна сплошного сечения; б - то же с консолями для опирания стропильных конструкций; в - ступенчатая колонна сплошного сечения с одной консолью для опирания подкрановых балок; г - то же с консолями для опирания подкрановых балок; д - ступенчатая двухветвевая колонна; е - то же с проемом для прохода; ж - ступенчатая двухветвевая колонна с консолями для опирания подкрановых балок

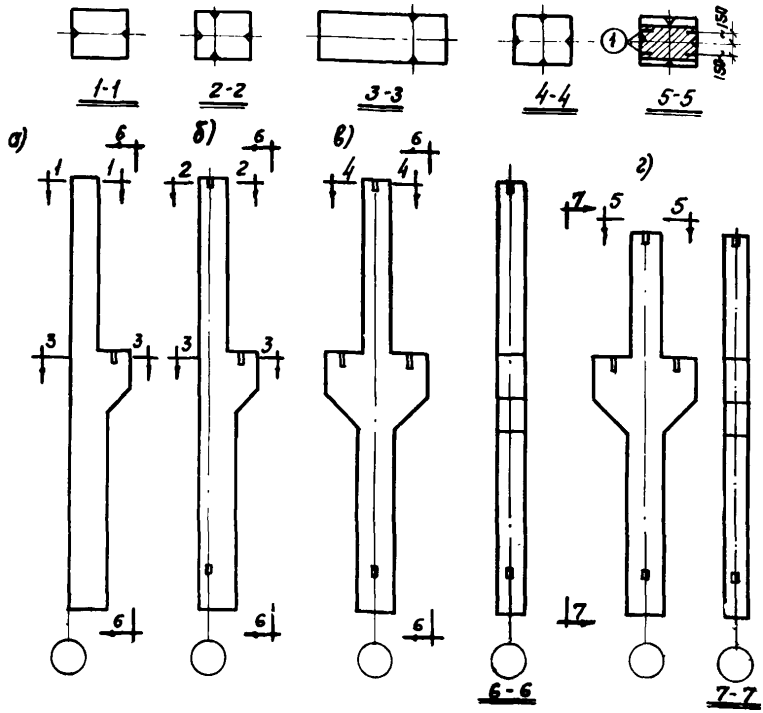


Рис.I.6. Примеры расположения рисок разбивочных осей

а - в колоннах крайнего ряда при нулевой привязке; б - в колоннах крайнего ряда при ненулевой привязке; в - в колоннах среднего ряда при отсутствии подстропильных конструкций; г - в колоннах среднего ряда при наличии подстропильных конструкций; I - риски на закладной детали при железобетонных подстропильных конструкциях

конструкций" (изд. 1968 г.).

1.14. На колоннах должны быть предусмотрены риски, определяющие местоположение колонн относительно поперечных и продольных разбивочных осей здания, а также положение осей подкрановых балок.

На бетоне риска устраивается в виде канавки глубиной 5 мм. На закладной детали риска наносится керном и обводится краской. Длина рисок - 100мм.

Риски располагаются в уровне верха колонн, в уровне верха стакана фундамента и на подкрановой консоли (рис.1.6).

Примечание. В двухветвевых колоннах риски продольных разбивочных осей могут располагаться на первой распорке, считая от верха фундамента.

2.НАГРУЗКИ И ВОЗДЕЙСТВИЯ

2.1. Нагрузки и воздействия, учитываемые при расчете колонн, подразделяются согласно СНиП П-А.11-62 на постоянные, временные длительные и кратковременные.

К постоянным и временным длительным нагрузкам относятся:

а) вес постоянных частей здания (покрытия, подвесного потолка, навесных стен, подкрановых балок и т.п.);

б) нагрузка от стационарного оборудования с заполнением (подвесных транспортеров, конвейеров и т.п.);

в) вес слоя воды на водонаполненных плоских покрытиях;

г) вес производственной пыли, скапливающейся на покрытии здания (для отдельных цехов металлургической, угольной, химической, строительных материалов и других отраслей промышленности).

К кратковременным нагрузкам и воздействиям относятся:

д) нагрузка от подвижного подъемно-транспортного оборудования (мостовых и подвесных кранов);

е) снеговая нагрузка;

ж) ветровая нагрузка;

з) температурное климатическое воздействие;

и) нагрузки, действующие при изготовлении, транспортировании и монтаже колонн.

Примечание. Вертикальная нагрузка от веса покрытия, снега и т.д. вызывает удлинение нижних граней несущих конструкций покрытия, учитываемое при расчете в виде вынужденного перемещения, аналогичного перемещению от температурного воздействия.

Постоянные и временные длительные нагрузки

2.2. Нормативная нагрузка от веса строительных конструкций принимается по данным, приведенным в рабочих чертежах конструкций.

Нормативная нагрузка от веса покрытия (кровли, стяжки, теплоизоляционного слоя и т.д.) определяется по проектным размерам в соответствии с данными об объемном весе материалов, составляющих покрытие.

2.3. Нормативная нагрузка от веса стационарного оборудования с заполнением определяется в соответствии с заданными условиями эксплуатации оборудования на основании ГОСТов, каталогов или паспортных данных завода-изготовителя; при этом вес заполнения оборудования принимается в соответствии с предельным объемом заполнения, возможным при эксплуатации оборудования.

В случаях, когда на колонны передаются горизонтальные силы от натяжных станций ленточных транспортеров и конвей-

еров, величина нагрузки принимается согласно технологичес - кому заданию.

2.4. Нагрузки от веса слоя воды на водонаполненных плоских покрытиях и нагрузка от пыли принимаются по проектным данным, в которых должны быть приведены и коэффициенты перегрузки.

2.5. Расчетная нагрузка определяется как произведение нормативной нагрузки на коэффициент перегрузки, равный:

I,2 - для нагрузки от веса теплоизоляционных плиток, засыпки, выравнивающих слоев и т.п.;
для нагрузки от веса оборудования;
для нагрузки от заполнения оборудования, за исключением заполнения жидкостями;

I,I - для нагрузки от веса строительных конструкций;
для нагрузки от заполнения оборудования жидкостями.

В случаях, когда увеличение постоянных нагрузок вызывает улучшение работы колонн, коэффициент перегрузки для этих нагрузок не учитывается.

2.6. Вертикальная нагрузка, передающаяся на колонну через железобетонную несущую конструкцию покрытия, считается приложенной на расстоянии трети длины опоры от внутренней ее грани. При опирании через стальную подкладку нагрузка считается приложенной на расстоянии трети длины подкладки от внутренней ее грани (рис.2.I,а)*.

Вертикальная нагрузка, передающаяся на колонну через стальную несущую конструкцию покрытия, считается приложенной в месте опирания опорного ребра несущей конструкции (рис.2.I,б).

---

* См.стр. 38

Нагрузка от веса навесных стен считается приложенной в местах расположения столиков на расстоянии, равном половине толщины стены от наружной грани колонны (рис.2.I,в).

Нагрузка от мостовых кранов

2.7. Нормативная вертикальная нагрузка от мостовых кранов принимается по ГОСТу на мостовые краны, а для нестандартизированных кранов - по паспортам заводов-изготовителей.

Вертикальная нагрузка от мостовых кранов считается приложенной:

в плоскости поперечной рамы - по оси подкрановой балки, в плоскости продольной рамы - по оси колонны.

2.8. Нормативная горизонтальная продольная нагрузка, вызываемая торможением моста электрического крана, определяется по формуле

$$T^{н}_{прод} = 0{,}1 D^{н}_{max} n, \qquad (2.1)$$

где $T^{н}_{прод}$ - тормозная горизонтальная сила, направленная вдоль подкранового пути;

$D^{н}_{max}$ - наибольшее нормативное давление тормозного колеса крана на подкрановой рельс, принимаемое по соответствующим стандартам (п.2.7);

n - число тормозных (ведущих) колес рассматриваемой стороны крана, как правило, равно четверти общего числа колес моста крана.

Усилие продольного торможения приложено к головке кранового рельса и передается на продольную раму в уровне низа подкрановых балок.

2.9. Нормативная горизонтальная поперечная нагрузка, вызываемая торможением тележки мостового электрического крана, определяется по формуле

$$T^{н}_{поп} \quad \frac{0{,}1K_{п}\,(Q+G)}{n_{0}}\,, \qquad (2.2)$$

где $T^{н}_{поп}$ - тормозная горизонтальная сила, направленная поперек подкранового пути, от каждого стоящего на балке колеса;

$K_{п}$ - коэффициент, принимаемый равным I при жестком подвесе и 0,5 - при гибком подвесе;

Q - грузоподъемность крана;

G - вес тележки;

n_{0} - число колес на одной стороне крана.

Горизонтальная поперечная нагрузка считается приложенной в уровне верха подкрановой балки. При этом принимается, что поперечная нагрузка передается только на один (любой) из подкрановых рельсов, распределяется поровну между колесами крана, опирающимися на данный рельс, и может быть направлена как внутрь рассматриваемого пролета, так и наружу.

2.10. Горизонтальную нагрузку от торможения мостовых ручных кранов при расчете колонн допускается не учитывать.

2.11. Расчетная вертикальная и горизонтальная крановая нагрузка определяется как произведение нормативной нагрузки на коэффициент перегрузки, равный I,2.

2.12. Нагрузка от мостовых кранов определяется с учетом возможного совмещения в одном створе наиболее неблагоприятных по воздействию кранов, работающих на разных путях, при этом:

а) при расположении кранов на одном ярусе вертикаль -

ная нагрузка принимается, как правило, не более,чем от двух наиболее неблагоприятных расположенных кранов в каждом пролете, но не более четырех кранов на раму;

б) при расположении кранов на нескольких ярусах, а также в отдельных случаях, обусловленных требованиями технологического процесса (например, частое использование совместно работающих кранов для перемещения особо тяжелых грузов), количество учитываемых кранов и условия их одновременного загружения принимаются в соответствии с возможными условиями эксплуатации, согласно технологическому заданию.

На рис.2.2* приведены схемы неблагоприятного расположения мостовых кранов (при одном ярусе кранов), определяющие максимальную нагрузку на рассчитываемые колонны. При неразрезных подкрановых балках должны быть также учтены схемы, вызывающие максимальное усилие растяжения в рассчитываемых колоннах, а для колонн среднего ряда и схемы, вызывающие максимальный момент от крановой нагрузки, когда краны расположены таким образом, что вертикальные реакции от крановой нагрузки с обеих сторон колонны будут наибольшими по величине и обратными по направлению.

2.13. Горизонтальная нагрузка, вызываемая торможением крановых тележек или мостов, учитывается от фактического числа кранов (но не более,чем от двух), расположенных в одном пролете или в одном створе.

2.14. При расчете креплений подкрановых балок к колоннам крановую нагрузку следует умножать на коэффициент динамичности 1,1.

Нагрузка от подвесных кранов

2.15. Нормативная вертикальная нагрузка от подвесных

* См.стр. 38

кранов принимается по ГОСТу на подвесные краны, а для не - стандартизированных кранов - по паспортным данным заводов-изготовителей.

Вертикальная нагрузка от подвесных кранов передается на колонны через несущие конструкции покрытия; место приложения этой нагрузки принимается по п.2.6.

2.16. Горизонтальную нагрузку от торможения подвес - ных кранов при расчете колонн допускается не учитывать.

2.17. Расчетная нагрузка от подвесных кранов определяется как произведение нормативной нагрузки на коэффициент перегрузки, равный 1,2.

2.18. Нагрузка от подвесных кранов определяется с учетом возможного совмещения в одном створе наиболее не - благоприятных по воздействию кранов, работающих на разных путях. Для колонн средних рядов нагрузка принимается не более, чем от четырех кранов, а для колонн крайних рядов - не более, чем от двух кранов при одном или двух крановых путях в пролете и не более, чем от четырех кранов при трех крановых путях в пролете.

П р и м е ч а н и я: 1. Под крановым путем понимаются все балки, несущие один подвесной кран (две балки при однопролетном кране, три - при двухпролетном и т.д.).

2. На каждом крановом пути принимается не более двух кранов.

Величины расчетной вертикальной нагрузки от подвесных кранов по ГОСТу 7890-67 для наиболее распространенных случаев приведены в табл. 2.1.

Снеговая нагрузка

2.19. Нормативную снеговую нагрузку на 1 $м^2$ площади горизонтальной проекции покрытия $р^н$ следует определять по формуле

Таблица 2.I

Вертикальные расчетные нагрузки на колонны от подвесных кран-балок

Пролет здания, м	Шаг колонн, м	Тип кран-балки	Расчетная нагрузка на колонну, т				Эквивалентная равномерно распределенная расчетная нагрузка, кг/м2			
			Грузоподъемность крана, т							
			I,0	2,0	3,2	5,0	I,0	2,0	3,2	5,0
I2	6	Однопролетная	3,6	5,8	8,8	I2,7	I00	I60	250	360
I8	6	Однопролетная	-	6,8	I0,2	I4,3	-	I30	I90	270
		Двухпролетная	-	6,4	9,8	I3,9	-	I20	I80	260
		Две однопролетных	4,4	6,6	I0,4	-	80	I20	I90	-
	I2	Однопролетная	-	8,5	I2,7	I7,5	-	80	I20	I60
		Двухпролетная	-	8,4	I3,0	I7,7	-	80	I20	I70
		Две однопролетных	6,3	8,9	I3,9	-	60	80	I30	-
24	6	Двухпролетная	-	7,0	I0,7	I5,0	-	I00	I50	2I0
		Две однопролетных	4,6	7,I	I0,9	-	60	I00	I50	-
	I2	Двухпролетная	-	9,0	I4,0	I8,8	-	60	I00	I30
		Две однопролетных	6,6	9,5	I4,5	-	50	70	I00	-
	6	Трехпролетная	-	8,0	I2,I	I6,5	-	90	I40	I80
		Две однопролетных	5,I	7,7	II,8	-	60	90	I30	-

Таблица 2.I (продолжение)

30	I2	Трехпролетная	-	I0,4	I6,I	2I,I	-	60	90	I20
		Две однопролетных	7,2	I0,I	I5,3	-	40	60	90	-
	6	Трехпролетная	-	8,7	I2,5	I7,5	-	80	I20	I60
		Две однопролетных	5,6	8,5	I2,5	-	50	80	I20	-
36	I2	Трехпролетная	-	II,3	I6,7	22,3	-	50	80	II0
		Две однопролетных	7,8	II,I	I6,6	-	40	50	80	-

Примечания: I. Нормативные нагрузки от подвесных кран-балок допускается определять, умножая табличные значения нагрузок на коэффициент 0,87.

2. Коэффициент сочетаний при определении нагрузок принят равным I.

3. Табличные значения эквивалентных равномерно распределенных нагрузок не допускается использовать при расчете стропильных конструкций.

$$P^{н} = P_0 C, \qquad (2.3)$$

где P_0 - вес снегового покрова на I м^2 горизонтальной поверхности земли, принимаемый по табл. 2.2;

C - коэффициент перехода от веса снегового покрова на горизонтальной поверхности земли к нормативной нагрузке на покрытие.

Таблица 2.2

Вес снегового покрова (P_0)

Район строительства (по СНиП П-А. II-62)	I	II	III	IУ	У	УI
Вес снегового покрова земли, кг/м^2 (P_0)	50	70	I00	I50	200	250

2.20. Для зданий без перепадов высот смежных пролетов, а также с перепадами высот в метрах, меньше $\frac{P_0}{200}$, коэффициент С принимается равным I,0.

При высоте перепада $\frac{P_0}{200}$ и более коэффициент С принимается по рис.2.3.*

Местное увеличение снеговой нагрузки у фонарей при расчете колонн не учитывается.

2.2I. Для покрытий цехов с избыточными тепловыделениями при неутепленных кровлях величина снеговой нагрузки снижается на 20%.

2.22. Для горных местностей, а также для пунктов, имеющих высоту над уровнем моря более 2000 м, вес снегового покрова определяется согласно указаниям СНиП П-А. II-62.

* См.стр. 39

2.23. Расчетная снеговая нагрузка p^p определяется как произведение нормативной нагрузки $p^н$ на коэффициент перегрузки, равный I,4.

Ветровая нагрузка

2.24. Ветровая нагрузка принимается действующей в плоскости поперечной или продольной рамы.

Схема передачи ветровой нагрузки на каркас принимается в зависимости от конструктивного решения стен.

2.25. Расчетная распределенная ветровая нагрузка, действующая в пределах высоты колонны, определяется по формуле

$$q = 1.2\, q_0 K c\ell, \qquad (2.4)$$

где

I,2 - коэффициент перегрузки;

q_0 - нормативный скоростной напор, принимаемый по табл.2.3;

K - поправочный коэффициент на возрастание скоростного напора по высоте, принимаемый по табл. 2.4;

c - аэродинамический коэффициент, принимаемый по п. 2.26;

ℓ - длина участка стены, с которого передается ветровая нагрузка на колонну.

Таблица 2.3

Нормативный скоростной напор ветра

Район строительства (по СНиП П-А. II-62)	I	II	III	IУ	У	УI	УII
Нормативный скоростной напор ветра, кг/м^2	27	35	45	55	70	85	I00

Таблица 2.4

Поправочные коэффициенты К на возрастание скоростного напора ветра для высот более 10 м (за исключением горных местностей)

Высота над поверхностью земли, м	до 10	20	40	100
Поправочный коэффициент К	1,0	1,35	1,8	2,2

Примечание. Для промежуточных высот величина К определяется линейной интерполяцией. В пределах отдельных зон зданий и сооружений при высоте каждой зоны не более 10 м величину поправочных коэффициентов допускается принимать постоянной и определять ее для средней точки зоны.

2.26. Аэродинамические коэффициенты принимаются в зависимости от схемы здания (рис.2.4)*. Действие ветровой нагрузки на поверхности, для которых не указан аэродинамический коэффициент, не учитывается. Стрелкой показано направление ветра. Аэродинамический коэффициент С для схем рис.2.4, а,б,д,к,л,н,п принимается по табл.2.5 и 2.6. Для схем.рис. 2.4 е,ж,м ветровая нагрузка на наветренные стенки промежуточных фонарей не учитывается при расстоянии между фонарями в свету, не превышающем пяти высот фонарей. Если это условие не выполняется, ветровая нагрузка на наветренные стенки фонарей должна учитываться с С = +0,4.

Таблица 2.5

Аэродинамические коэффициенты для схем рис.2.4 а,д,н,п

Угол наклона кровли	$0 < \alpha \leq 15^0$	$\alpha = 30^0$	$\alpha \geq 60^0$
Аэродинамический коэффициент С	-0,4	0	+0,8

* См.стр.40,41

Таблица 2.6

Аэродинамические коэффициенты для схем рис. 2.4 в, к, л

Стрела подъема $\frac{f}{\ell}$	$\leqslant 0{,}075$	0,3	0,4	0,5
Аэродинамический коэффициент С	-0,4	-0,3	+0,4	+0,7

Для схемы рис.2.4, г, в случае, если размер здания, перпендикулярный направлению ветра, превышает 50 м, допускается не учитывать боковое отрицательное давление ветра.

Схемы рис.2.4,л принимаются для зданий, постоянно открытых с какой-либо одной стороны: полностью (при отсутствии стены на этой стороне) или частично (при наличии постоянно открытых проемов площадью не менее 30% от площади стены).

При определении эксплуатационных ветровых нагрузок на фахверковые колонны, а также реакций опор фахверковых колонн, аэродинамический коэффициент следует принимать равным +1,0 /при определении положительного давления/ и -0,8 /при определении отрицательного давления/. На расчет каркаса в целом данное указание не распространяется.

2.27. Расчетная ветровая нагрузка, действующая на надколонную часть здания в плоскости поперечной рамы, принимается в виде сосредоточенной силы, приложенной в уровне верха колонн, и определяется по формуле

$$W = 1{,}2 q_0 \cdot \sum_i^n F_i K_i C_i \quad , \qquad (2.5)$$

где

F_i - площадь вертикальной проекции поверхности надколонных частей здания (стен,

покрытия, фонарей, вентшахт и т.п.).

Примечание. При определении силы W для фонарных зданий допускается не учитывать ветровую нагрузку на парапет.

2.28. Ветровая нагрузка на продольную раму передается в виде нагрузки, распределенной по высоте торцовых колонн, и в виде сосредоточенных сил, приложенных в зависимости от конструктивного решения фахверка торцовых стен конструктивной схемы каркаса здания в уровне верха основных колонн, либо в уровне верха опорной части стропильных конструкций, либо в месте крепления ветровой фермы (например, для схемы рис. I.2 а, сосредоточенная сила при действии ветровой нагрузки приложена в уровне верха опорной части стропильной конструкции, а для схемы рис. I.3, - в уровне верха колонн).

2.29. Для зданий, проектируемых для строительства среди сплошной застройки, скоростной напор ветра, определяемый по табл.2.3 и 2.4, разрешается снижать на 20 для участков, расположенных в пределах средней высоты окружающих зданий.

2.30. Для зданий и сооружений высотой до 5 м скоростной напор ветра, определяемый по табл.2.3, разрешается снижать на 25%. Снижение скоростного напора, предусматриваемое п.2.29, в этом случае не учитывается.

2.31. Для горных местностей ветровые нагрузки определяются согласно указаниям СНиП П-А.II-62.

Прочие нагрузки и воздействия

2.32. Температурный перепад для определения величин деформаций конструктивных элементов от температурных кли

матических воздействий определяется по формуле

$$t_p = t_в - t_з \ , \qquad (2.6)$$

где

$t_в$ - температура воздуха, принимаемая для отапливаемых зданий равной расчетной температуре воздуха помещений по технологическому заданию для теплотехнических расчетов наружных ограждений, а для неотапливаемых зданий - средней температуре воздуха наиболее холодной пятидневки либо средней температуре воздуха в 13 час. самого жаркого месяца района строительства (см.СНиП П-А.6-62);

$t_з$ - температура воздуха в момент закрепления на колонне горизонтальных конструкций, принимаемая равной средней температуре воздуха за три самых холодных или жарких месяца района строительства (см. СНиП П-А. 6-62).

В расчете учитывается наиболее неблагоприятное значение изменения температуры t_p .

2.33. При расчете колонн на воздействие усилий, возникающих в стадиях изготовления и транспортирования, собственный вес колонн следует вводить в расчет с коэффициентом динамичности 1,5; при этом коэффициент перегрузки к собственному весу колонн не вводится. Коэффициент динамичности при расчете колонн на воздействие усилий, возникающих при подъеме в стадии монтажа, допускается принимать равным 1,25.

2.34. При проверке несущей способности колонн в про-

цессе возведения здания, значения коэффициентов перегрузки для всех возможных нагрузок, кроме веса конструкций, изделий и материалов, снимаются на 20%.

Сочетания нагрузок

2.35. При учете совместного действия нагрузок различаются основные сочетания, составляемые из постоянных, временных длительных и одной из кратковременных нагрузок, и дополнительные сочетания, составляемые из постоянных, временных длительных и всех кратковременных нагрузок, при этом:

а) вертикальные и горизонтальные нагрузки от одного или двух мостовых кранов (на одном или разных путях) следует рассматривать при учете сочетаний как одну кратковременную нагрузку;

б) совместное действие снеговой нагрузки с одним или двумя мостовыми кранами тяжелого режима работы, следует учитывать в основном сочетании;

в) совместное действие снеговой нагрузки с двумя кранами легкого и среднего режимов работы, а также одновременное действие трех или четырех мостовых кранов (независимо от их режима и учета других кратковременных нагрузок) следует рассматривать в дополнительном сочетании.

При расчете постоянные нагрузки учитываются всегда, а временные длительные и кратковременные - только в случае их неблагоприятного воздействия.

Примерный перечень сочетания нагрузок и воздействий, учитываемых при расчете колонн в стадии эксплуатации, приведен в табл. 2.7-2.9.

Примечания: I. Постоянная и временная длительная, а также снеговая нагрузки рассматриваются с учетом удлинения от этих нагрузок нижних граней несущих конструкций покрытия (см.п.2.I- и 3.6). Если удлинение нижних граней железобетонных предварительно напряженных несущих конструкций покрытия уменьшает момент в сечениях колонн от совместного действия всех нагрузок и воздействий, то это удлинение не учитывается.

2. Сочетания нагрузок и воздействий для зданий с мостовыми кранами приведены в табл.2.9 для случая расположения кранов в каждом пролете в одном ярусе.

3. Если на основании опыта проектирования или выборочных расчетов оказывается, что отдельные из перечисленных в таблицах сочетаний нагрузок заведомо не могут явиться расчетными при подборе сечений колонн и конструировании узлов сопряжений, то эти сочетания нагрузок при определении усилий не рассматриваются.

Таблица 2.7

Примерный перечень сочетаний нагрузок и воздействий для расчета колонн бескрановых зданий

№ п п	Наименование нагрузок и воздействий	Вид сочетания и характеристика продольной силы (см.п. 3.25)	Коэффициент перегрузки	Коэффициент сочетания
I	Постоянные	Основное	I,0	I,0
	Ветровая	(N_{min})	I,2	I,0
2	Постоянные		I,0	I,0
	Температурное воздействие	Основное (N_{min})	I,0	I,0
3	Постоянные		I,0	I,0
	Ветровая	Дополнительное	I,2	0,9
	Температурное воздействие	(N_{min})	I,0	0,9
4.	Постоянные		I,I-I,2	I,0
	Временные длительные		I,I-I,2	I,0
	Снеговая	Дополнительное	I,4	0,9
	Ветровая	(N_{max})	I,2	0,9
	Температурное воздействие		I,0	0,9

Таблица 2.8

Примерный перечень сочетаний нагрузок и воздействий для расчета колонн зданий с подвесным транспортом

№ п п	Наименование нагрузок воздействий	Вид сочетания и характеристика продольной силы (см.п.3.25)	Коэффициент перегрузки	Коэффициент сочетания
I	Постоянные	Основное	I,0	I,0
	Ветровая	(N_{min})	I,2	I,0
2	Постоянные	Основное	I,0	I,0
	Температурное воздействие	(N_{min})	I,0	I,0
3	Постоянные		I,0	I,0
	Ветровая	Дополнительное	I,2	0,9
	Температурное воздействие	(N_{min})	I,0	0,9
4	Постоянные		I,I-I,2	I,0
	Временные длительные		I,I-I,2	I,0
	Снеговая	Дополнительное	I,4	0,9
	Ветровая	(N_{max})	I,2	0,9
	Температурное воздействие		I,0	0,9
	Вертикальная нагрузка от двух подвесных кранов в пролете x/		I,2	0,9

x/ При наличии в пролете трех путей подвесных кранов вертикальную нагрузку на крайние колонны следует принимать от четырех подвесных кранов в пролете (см. п.2.I8).

Таблица 2.9

Примерный перечень сочетаний нагрузок и воздействий для расчета колонн зданий с мостовыми кранами

№ п п	Режим работы кранов	Наименование нагрузок и воздействий	Вид сочетаний и характеристика продольной силы (см. п.3.25)	Коэффициент перегрузки	Коэффициент сочетания
I		Постоянные	Основное	I,0	I,0
		Ветровая	(N_{min})	I,2	I,0
2		Постоянные	Основное	I,0	I,0
		Температурное воздействие	(N_{min})	I,0	I,0
3		Постоянные		I,0	I,0
		Ветровая	Дополнительное	I,2	0,9
		Температурное воздействие	(N_{min})	I,0	0,9
4	Легкий средний и тяжелый	Постоянные		I,I-I,2	I,0
		Временные длительные		I,I-I,2	I,0
		Снеговая		I,4	0,9
		Ветровая	Дополнительная	I,2	0,9
		Температурное воздействие	(N_{max})	I,0	0,9
		Вертикальная и горизонтальная нагрузка от двух кранов на колонну		I,2	0,9
5		Постоянные		I,0	I,0
		Ветровая		I,2	0,9
	Легкий, средний и тяжелый	Температурное воздействие	Дополнительное (только для надкрановой части колонн)	I,0	0,9
		Вертикальная и горизонтальная на-	(N_{min})		

(продолжение таблицы 2.9)

		грузка от двух кранов на колонну		I,2	0,9
6		Постоянные		I,I-I,2	I,0
		Временные длительные		I,I-I,2	I,0
		Снеговая		I,4	0,8
		Ветровая		I,2	0,8
		Температурное воздействие	Дополнительное (только для колонн среднего ряда) (N_{max})	I,0	0,8
	Легкий и средний	Вертикальная нагрузка от четырех кранов на колонну, горизонтальная - от двух кранов		I,2	0,8
7		Постоянные		I,0	I,0
		Ветровая		I,2	0,8
		Температурное воздействие	Дополнительное (только при неразрезных подкрановых балках; для колонн среднего ряда (N_{min})	I,0	0,8
		Вертикальная отрывающая нагрузка от четырех кранов на ряд		I,2	0,8
8		Постоянные		I,0	I,0
		Ветровая		I,2	0,9
	Легкий и средний	Температурное воздействие		I,0	0,9
		Вертикальная отрывающая нагрузка от двух кранов на ряд	Дополнительное (только при неразрезных подкрановых балках; для колонн крайнего ряда (N_{min})	I,2	0,9

(продолжение таблицы 2.9)

9		Постоянные		I,I-I,2	I,0
		Временные длительные		I,I-I,2	I,0
		Снеговая	Основное	I,4	I,0
		Вертикальная и горизонтальная нагрузка от двух кранов на колонну	(N_{max})	I,2	I,0
IO		Постоянные		I,I-I,2	I,0
		Временные длительные		I,I-I,2	I,0
	Тяжелый	Снеговая	Дополнительное (только для колонн среднего ряда) (N_{max})	I,4	0,9
		Ветровая		I,2	0,9
		Температурное воздействие		I,0	0,9
		Вертикальная нагрузка от четырех кранов на колонну, горизонтальная от двух кранов		I,2	0,9
II		Постоянные		I,0	I,0
		Ветровая		I,2	0,9
		Температурное воздействие		I,0	0,9
		Вертикальная отрывающая нагрузка от четырех кранов для среднего ряда и от двух кранов для крайнего ряда	Дополнительное (только при неразрезных подкрановых балках) (N_{min})	I,0	0,9

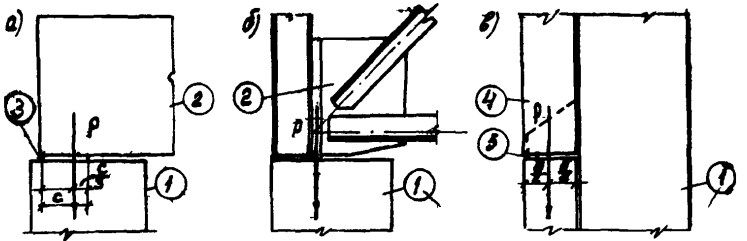


Рис.2.1. Схемы приложения вертикальных нагрузок Р от стропильных конструкций и стен
а - при железобетонных стропильных фермах или балках; б - при металлических стропильных фермах; в - при навесных стеновых панелях; I - колонна; 2 - ферма или балка; 3 - стальная подкладка; 4 - навесная стена; 5 - опорная консоль; c - ширина подкладки; δ - толщина панели

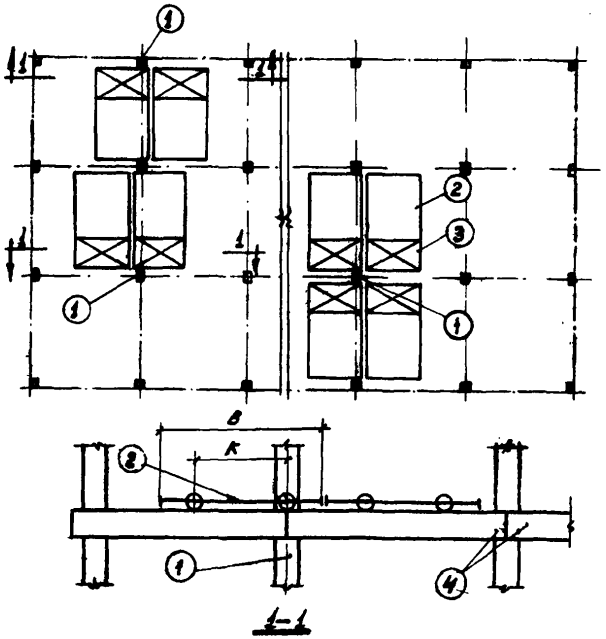


Рис.2.2. Схемы неблагоприятного расположения мостовых кранов
I - рассчитываемая колонна; 2 - мост крана; 3 - тележка с грузом; 4 - подкрановые балки; В и К - параметры крана

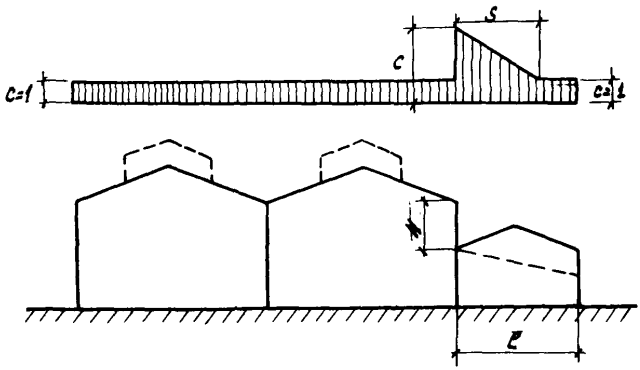
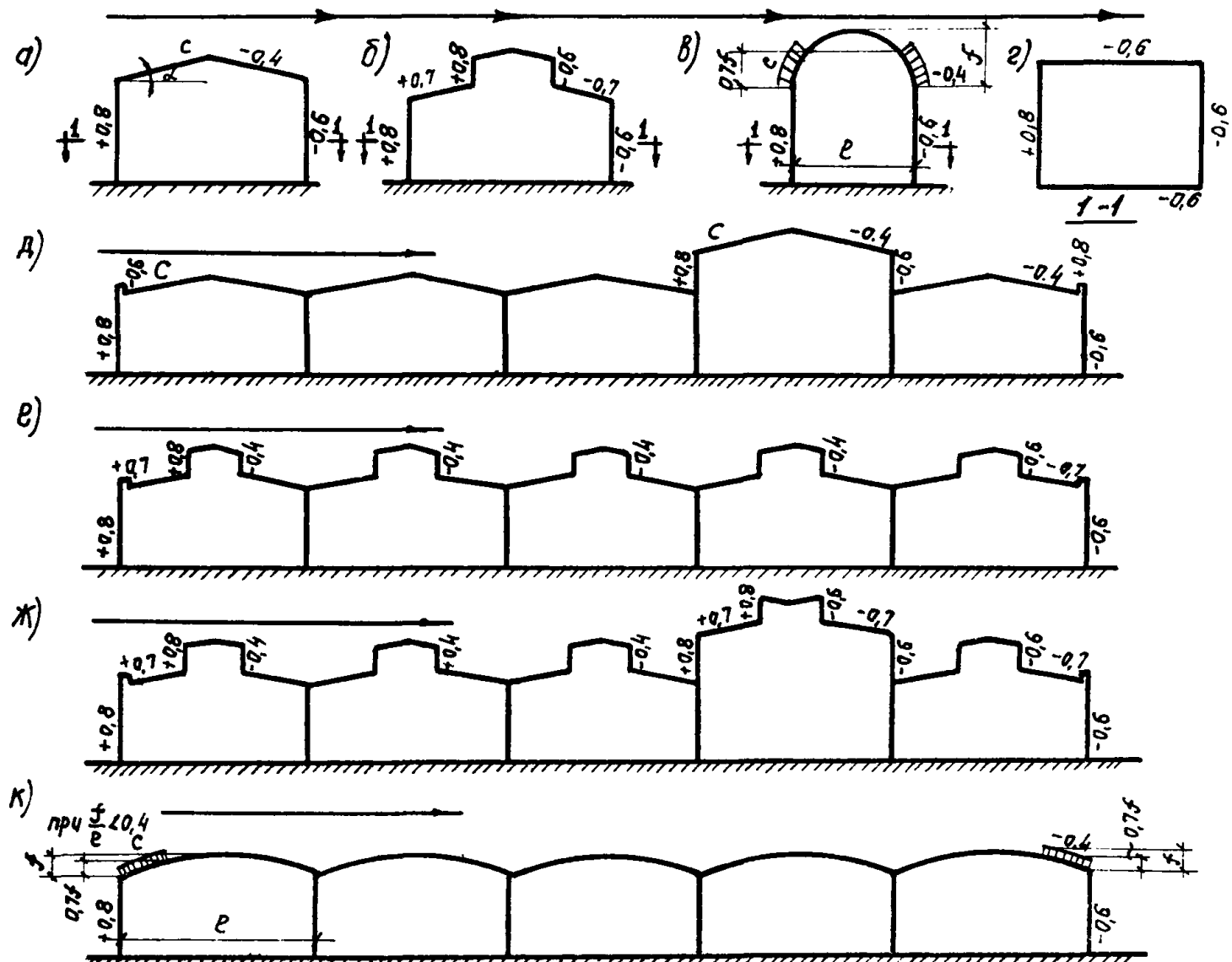


Рис.2.3. Схема снеговой нагрузки в месте перепада высот

S = 2H, но не менее 5 м, не более 10 м и не более ℓ ,

$$C = \frac{200H}{\rho_0}$$, но не более 4,0


а)
б)
в)
г)
д)
е)
ж)
к)
1-1
при $\frac{f}{l} < 0,4$

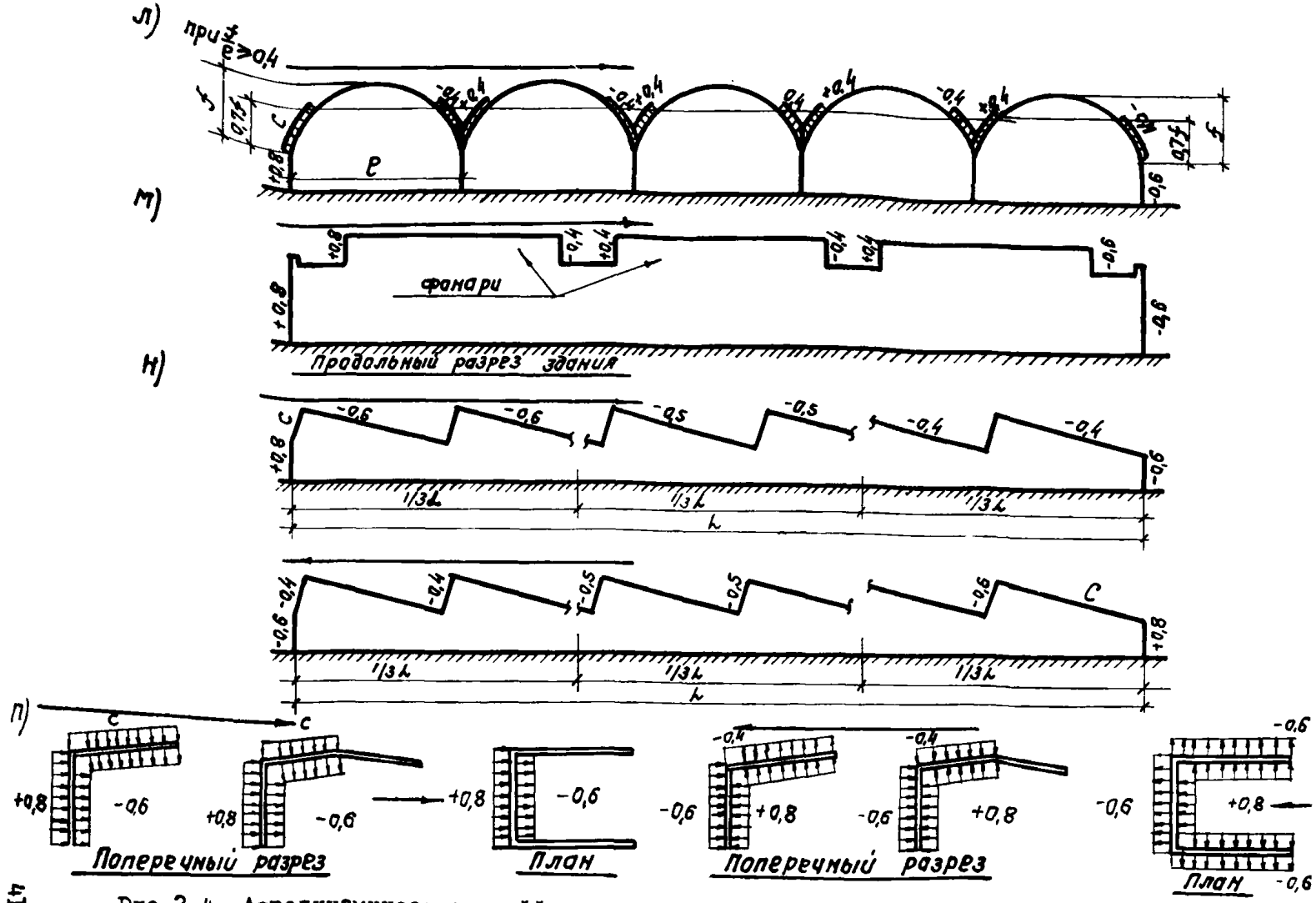


Рис.2.4. Аэродинамические коэффициенты для определения ветровой нагрузки на колонны

П Р И М Е Р

определения нагрузок на колонны от мостовых кранов

Дано. Двухпролетное здание с шагом колонн по крайним рядам 6 м, по среднему ряду - 12 м, с пролетами 30 м, оборудовано мостовыми кранами среднего режима работы грузоподъемностью 30/5 т. Подкрановые балки - разрезные.

Требуется. Определить крановые нагрузки на колонны.

По ГОСТу 3332-54 "Краны мостовые электрические общего назначения грузоподъемностью от 5 до 50 т среднего и тяжелого режимов работы" находятся основные параметры и размеры крана:

ширина крана B = 6300 мм, база K = 5100 мм, максимальное давление колеса на подкрановый рельс $D^{н}_{max}$ =34,5 т; вес крана $Q_м$ = 62 т, вес тележки G = 12 т.

При отсутствии данных по $D^{н}_{max}$, величина его может определяться по формуле

$$D^{н}_{max}\left[\frac{(Q+G)(L_{кр}-a)}{L_{кр}}+\frac{Q_м}{2}\right]\frac{1}{n_0},$$

где

Q - грузоподъемность крана;

$Q_м$ - вес моста крана без тележки;

G - вес тележки;

$L_{кр}$ - пролет крана;

a - минимальное расстояние от крюка крана до оси подкрановой балки;

n_0 - число колес на одной стороне крана.

Значение минимального давления колеса на подкрановый рельс $D^{н}_{min}$ определяется по формуле

$$D^{н}_{min} = \frac{Q + Q_м + G}{n_0} - D^{н}_{max} = \frac{30+62+12}{2} - 34,5 = 17,5 \text{ т}.$$

Для определения суммарной крановой нагрузки на колонну по правилам строительной механики строятся линии влияния реакции опор подкрановых балок от невыгоднейшего расположения двух кранов в одном пролете; по линиям влияния находятся ординаты, соответствующие местоположению грузов (рис.2.5). Сумма ординат линий влияния для колонны крайнего ряда равна 1,95, для колонн среднего ряда - 2,95 (от кранов, расположенных с одной стороны колонны).

Вертикальная нормативная нагрузка от двух кранов равна
- на колонну крайнего ряда $D^{н}_{max} = 1,95 D^{н}_{max} = 1,95 \cdot 34,5 = 67,5 т$;
$D^{н}_{min} = 1,95 D^{н}_{min} = 1,95 \cdot 17,5 = 34,2 т$;
- на колонну среднего ряда $D^{н}_{max} = 2,95 D^{н}_{max} = 2,95 \cdot 34,5 = 102 т$;
$D^{н}_{min} = 2,95 D^{н}_{min} = 2,95 \cdot 17,5 = 51,6 т$.

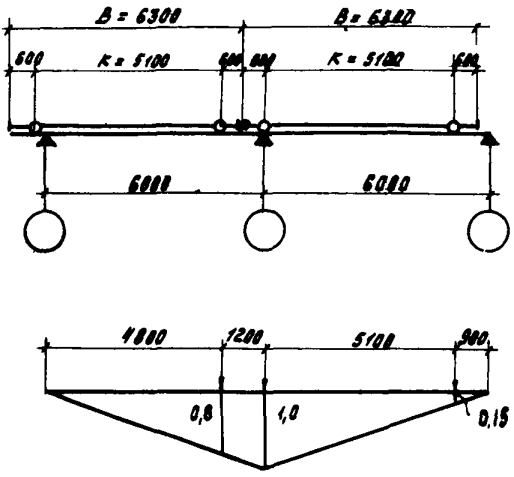
Коэффициент перегрузки от крановых воздействий равен 1,2. Вертикальная расчетная нагрузка от двух кранов равна
- на колонну крайнего ряда $D^{р}_{кр\,max} = D^{н}_{max} \cdot K = 67,5 \cdot 1,2 = 81,0 т$;
$D^{р}_{кр\,min} = D^{н}_{min} \cdot K = 34,2 \cdot 1,2 = 41,0 т$;
- на колонну среднего ряда $D^{р}_{кр\,max} = D^{н}_{max} \cdot K = 102 \cdot 1,2 = 122,4 т$;
$D^{р}_{кр\,min} = D^{н}_{min} \cdot K = 51,6 \cdot 1,2 = 61,9 т$.

Горизонтальное усилие продольного торможения одного крана, передающееся на продольную раму, определяется по формуле (2.1).

В данном примере (при одном тормозном колесе с рассматриваемой стороны крана)

$$T^{н}_{прод} = 0,1 D^{н}_{max} \cdot n = 0,1 \text{x} 34,5 \text{x} 1 = 3,45 \text{ т}.$$

а)



б)

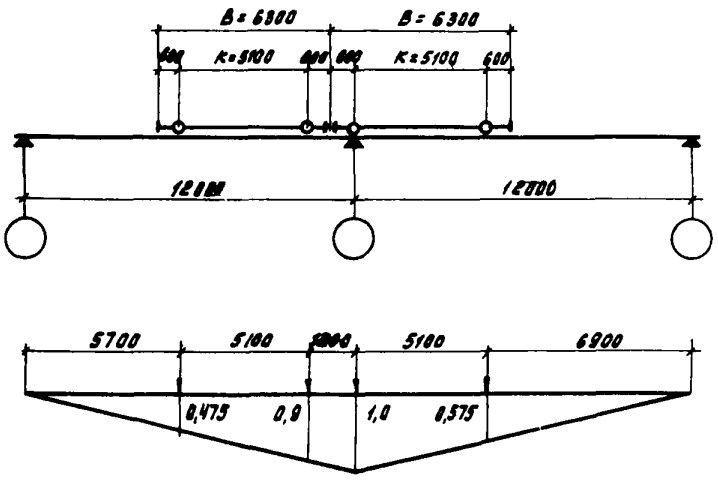


Рис.2.5. Схемы расположения кранов и линии влияния
а - для крайнего ряда колонн; б - для среднего ряда колонн

Расчетная нагрузка от продольного торможения одного крана с учетом коэффициента перегрузки I,2 равна $T^{p}_{прод}$ = =I,2x3,45=4,I5 т.

Горизонтальное усилие поперечного торможения от одного колеса крана определяется по формуле (2,2).

В данном примере (при гибком подвесе и количестве колес на одной стороне крана $n_0 = 2$)

$$T^{н}_{non} = \frac{0,1K_n(Q+G)}{n_0} = \frac{0,1x0,5(30+12)}{2} = 1,05 \text{ т.}$$

Горизонтальная нагрузка на колонну от поперечного торможения двух спаренных кранов, расположенных невыгоднейшим образом в одном пролете, определяется в соответствии с построенными выше линиями влияния, при этом вся нагрузка передается на один подкрановый путь. Расчетная нагрузка от поперечного торможения с учетом коэффициента перегрузки I,2 равна

- на колонну крайнего ряда $T^{p}_{non} = 1,95x1,05x1,2 = 2,46$ т;
- на колонну среднего ряда $T^{p}_{non} = 2,95x1,05x1,2 = 3,72$ т.

Усилие поперечного торможения передается на колонны через тормозные устройства (балки или фермы) либо через верхние пояса подкрановых балок.

3. РАСЧЕТ

Общие положения

3.I. При статическом расчете каркас расчленяется на поперечные и продольные рамы (рис. 3.I)*. Расчет рам производится с учетом, в необходимых случаях, пространственной работы каркаса.

Статический расчет рам на все воздействия, за исключением температурных перемещений и удлинений нижних граней

---

* См.стр. 85

несущих конструкций покрытия от действия на них вертикальной нагрузки, производится в общем случае как упругой, линейно-деформируемой системы без учета влияния трещин на жесткость колонн. При этом влияние продольного изгиба колонны и неупругих деформаций бетона учитывается при подборе сечений с помощью коэффициентов η и m_a. При расчете рам на температурные климатические перемещения и удлинения нижних граней несущих конструкций покрытия жесткость колонн принимается как при длительном действии нагрузок с учетом наличия трещин.

Статический расчет рам зданий без перепадов высот в пределах температурного блока рекомендуется производить более точным способом по деформированной схеме как упругой, нелинейно-деформируемой системы с учетом непосредственного влияния продольного изгиба колонн, а также трещин и неупругих деформаций бетона на кривизну и, соответственно, жесткость колонн.

Методика расчета рам по деформированной схеме приведена в приложении.

3.2. Пространственная работа каркаса (в пределах температурного блока) обусловлена жесткостью диска покрытия, зависящей от конструктивной схемы покрытия.

При покрытии из крупноразмерных железобетонных плит, приваренных к несущим конструкциям, диск покрытия, как правило, считается бесконечно жестким[x/].

---

x/ Возможность работы покрытия из крупноразмерных плит в качестве бесконечно жесткого диска определяется по методике, приведенной в серии I-237 "Указания по применению крупноразмерных плит в покрытиях промышленных зданий", ЦНИИПромзданий - НИИЖБ.

При бесконечно жестком диске покрытия для зданий без перепадов высот в пределах температурного блока:

а) ветровая нагрузка между поперечными рамами распределяется пропорционально их жесткостям, а между продольными рамами - пропорционально грузовым площадям;

б) смещение каркаса от крановой нагрузки и нагрузки от подвесного транспорта допускается не учитывать, за исключением однопролетных зданий с мостовыми кранами грузоподъемностью более 30 т и двухпролетных зданий с мостовыми кранами грузоподъемностью более 50 т;

в) смещение каркаса при действии нагрузок от веса покрытия и снега допускается не учитывать, если величины пролетов отличаются не более, чем на 6 м;

г) усилия в колоннах поперечных рам у торца здания и у температурного шва допускается не определять и сечения этих колонн не проверять, если они приняты такими же, как и соответствующие колонны примыкающей рядовой поперечной рамы, и вертикальная нагрузка на эти колонны не превышает 75% вертикальной нагрузки на соответствующие колонны рядовой рамы (данное допущение не распространяется на случаи, когда расстояние между поперечными швами превышает на шаг или на два шага предельное расстояние, указанное в табл.3.1, а также при действии на торцовые колонны значительных местных нагрузок, например, от натяжных станций и т.п.).

3.3. Высота колонн в случае заглубления подошвы фундамента не более, чем на 3 м принимается:

а) при расчете поперечной рамы - равной расстоянию от верха стакана фундамента до низа стропильных конструкций (независимо от наличия подстропильных конструкций);

б) при расчете продольной рамы - равной расстоянию от верха стакана фундамента до низа стропильных конструкций (при наличии связей в уровне верха колонн) или до низа продольного ребра плиты покрытия (при отсутствии связей в уровне верха колонн) или до низа подстропильных конструкций (см. рис.I,2-I.4).

В случае заглубления подошвы фундамента более, чем на 3 м и соединения колонны с фундаментом в уровне пола (т.е. заглубление происходит за счет стаканной части фундамента), высота колонн при наличии бетонной подготовки под полы или железобетонного перекрытия над подвалом отсчитывается от уровня верха стакана фундамента или перекрытия над подвалом; допускается также отсчитывать высоту колонны от уровня верха стакана фундамента при относительно жестком стакане, когда выдерживается условие

$$\left[\frac{(H_к + H_c)^3}{H_к^3} - 1\right] \frac{J_к}{J_c} \leq 0{,}05,$$

где $H_к$ - расстояние от уровня верха стакана фундамента до верха колонны;

H_c - высота стакана фундамента;

$J_к$ - момент инерции примыкающего к фундаменту сечения колонны;

J_c - момент инерции прямоугольного сечения, соответствующего внешним размерам сечения стакана фундамента.

В остальных случаях высота колонн принимается в зависимости от конкретных условий.

Примечание. В случаях, когда опорные части железобетонных подстропильных и стропильных конструкций являются продолжением колонн, жесткость их принимается равной жесткости примыкающих участков колонн.

3.4. Температурные перемещения и удлинение нижних граней несущих конструкций покрытия допускается не учитывать при температуре наиболее холодной пятидневки района строительства выше минус 40°С (см. СНиП П-А.6-62) и расстояниях между температурными швами, не превышающих величин, приведенных в табл. 3.I. Для схем рам по рис.I.I учитывается удлинение нижних граней стропильных конструкций, для схем рам по рис.I.4 - удлинение нижних граней подстропильных конструкций.

Навесные стеновые панели перемычки, устанавливаемые на приваренные к колоннам опорные консоли и не имеющие возможности перемещаться в плоскости стены независимо от колонн , рассматриваются при расчете продольных рам на температурные перемещения и удлинение нижних граней кон-

Таблица 3.I

Наибольшие расстояния между температурными швами, допускаемые без расчета при температуре наиболее холодной пятидневки выше минус 40°С

Высота колонн	Расстояния между температурными швами, м	
	для отапливаемых зданий	для неотапливаемых зданий
До 6 м	60	42
6 м и более	72	48

Примечание. При наличии вертикальных связей по колоннам или иных жестких вставок указанные в таблице расстояния относятся к случаям (в продольном направлении), когда ось связевой панели совпадает с осью блока или смещена от оси блока не более, чем на половину шага колонн. При большем смещении связевой панели температурные перемещения и удлинения нижних граней несущих конструкций покрытий не учитываются в случае, если удвоенное расстояние от ее оси до более удаленного края блока не превышает расстояния, указанного в табл. 3.I.

струкций как ригели продольной рамы, шарнирно соединенные с колоннами.

Допускается не учитывать влияние стеновых панелей перемычек:

а) при условии обеспечения независимых перемещений панелей в плоскости стены относительно колонн;

б) при расположении панелей перемычек не ниже 600мм от уровня низа стропильных конструкций, а для зданий с подкрановыми балками и при расположении панелей перемычек не ниже верха подкрановой консоли;

в) при расстояниях между температурными швами в стенах, не превышающих величин, приведенных в табл.3.I.

3.5. Величина свободных температурных перемещений горизонтальных конструктивных элементов определяется по формуле

$$\Delta_t = 0{,}8\alpha t_p y, \qquad (3.I)$$

где 0,8 - коэффициент, учитывающий податливость сопряжений, а также благоприятные при данном виде воздействия условия работы конструкций за счет пластических деформаций;

α - коэффициент линейного расширения, равный для железобетона $\alpha = 1 \times 10^{-5}$ $\frac{1}{\text{град.}}$;

для стали $\alpha = 1{,}2 \times 10^{-5}$ $\frac{1}{\text{град.}}$;

t_p - температурный перепад, определяемый согласно п.2.32;

y - расстояние от точки каркаса, несмещающейся

при температурных воздействиях, до рассматриваемой колонны; принимается со знаком "плюс" при расположении колонны справа от несмещающейся точки.

Положение несмещающейся точки (центра жесткости) для хем рам рис. I.I-I.4 принимается:

а) в плоскости продольной рамы при отсутствии вертикальных связей по колоннам - по оси рамы;

б) в плоскости продольной рамы при наличии вертикальных связей по колоннам - по оси связевой панели;

в) в плоскости поперечной рамы при симметричных (по моменту инерции бетонного сечения) колоннах относительно си рамы - по оси рамы;

г) в плоскости поперечной рамы при несимметричных колоннах относительно оси рамы - на расстоянии y_0 от оси райней колонны.

Расстояние y_0 определяется по формуле

$$y_0 = \frac{\sum_1^n y_i r_i}{\sum_1^n r_i}, \qquad (3.2)$$

де y - расстояние от оси крайней колонны, относительно которой определяется расстояние y_0 до i-ой колонны;

r_i - реакция верхней опоры i-ой колонны при ее единичном смещении;

n - число колонн в раме.

3.6. Величина свободного удлинения нижних граней несущих конструкций покрытия от вертикальной нагрузки на эти конструкции определяется по формуле

$$\Delta_y = \varepsilon_y \cdot y \cdot K_y \ , \quad (3.3)$$

где ε_y - относительное удлинение нижней грани несущей конструкции, принимаемое при опирании ее в уровне нижней грани равным -5.10^{-4} - при фермах из низколегированной стали;

$-3,5.10^{-4}$ - при фермах из углеродистой стали;

$-1,0.10^{-4}$ - при железобетонных предварительно напряженных фермах и балках;

y - то же, что и в ф-ле (3.1);

K_y - коэффициент, учитывающий влияние вида нагрузки и принимаемый равным

- при расчете колонн с учетом снеговой нагрузки

$$K_y = \frac{0,6q_{покр} + 0,9q_{снег}}{0,6q_{покр} + 0,9q_{снег} + 0,9q_{п.тр.}};$$

- при расчете колонн без учета снеговой нагрузки

$$K_y = \frac{0,6q_{покр}}{0,6q_{покр} + 0,9q_{снег} + 0,9q_{п.тр}},$$

где $q_{покр}$ - нормативная нагрузка от веса покрытия, включая собственный вес конструкции;

$q_{снег}$ - нормативная снеговая нагрузка;

$q_{п.тр}$ - равномерно распределенная нагрузка, эквивалентная по наибольшему балочному моменту в конструкции покрытия от подвесного транспорта; для зданий с мостовыми кранами равна 0; для подстропильных конструкций допускается принимать по табл.2.1, как для шага колонн 6 м с

учетом примечания I к таблице;

0,6 - коэффициент, учитывающий неодновременность наложения связей в раме;

0,9 - коэффициент сочетания кратковременных нагрузок.

При составлении сочетаний нагрузок воздействие удлинения нижних граней конструкций покрытия рассматривается как длительно действующее.

3.7. При расчете рам на температурные перемещения и удлинение нижних граней несущих конструкций покрытия, если число пролетов или шагов более шести, рекомендуется учитывать упругую податливость ригелей рамы[x/].

Податливость ригеля может определяться:

а) для стропильных и подстропильных ферм - как податливость нижнего пояса от центрально приложенной единичной силы;

б) для стропильных и подстропильных балок - как податливость нижней грани балки от единичной силы, приложенной в уровне нижней грани;

в) для плит - как податливость нижней грани продольных ребер двух полуплит (при расчете рам по средним рядам) или продольного ребра одной полуплиты (при расчете рам по крайним рядам) от единичной силы, приложенной в уровне нижней грани продольных ребер;

---

x/ Здесь под податливостью понимается свойство волокон ригеля деформироваться (сжиматься или растягиваться) от действия внешней силы в направлении этой силы. Податливость ригеля характеризуется величиной деформации места приложения силы от действия единичной силы по ее направлению. Относительная податливость - это податливость ригеля, отнесенная к его длине.

г) для распорок - как податливость распорки от центрально приложенной единичной силы;

д) для разрезных подкрановых балок - как податливость нижней грани балки от единичной силы, приложенной в уровне нижней грани;

е) для неразрезных подкрановых балок - как податливость подкрановой балки от центрально приложенной единичной силы.

Для схем рам по рис.I.2,б и I.3 линейная жесткость (величина, обратная податливости) верхнего ригеля (рис.3.I) принимается равной сумме линейных жесткостей плит и распорок.

Жесткость железобетонных конструкций при определении их податливости принимается соответствующей длительному действию нагрузки, за исключением случая, когда конструкция ригеля предварительно напряжена и на нее действует растягивающая сила. В этом случае податливость определяется при жесткости, соответствующей кратковременному действию нагрузки.

При расчете поперечной рамы, а при отсутствии подкрановых балок также и продольной рамы, допускается влияние податливости ригеля рамы учитывать путем умножения величины свободного перемещения ригеля в месте сопряжения с рассматриваемой колонной на коэффициент K_y, определяемый по формуле

$$K_y = \frac{ch[\lambda(y+0{,}5d)] - ch[\lambda(y-0{,}5d)]}{2\lambda \cdot y \cdot \eta \cdot ch[\lambda(y_0+0{,}5d)]}, \quad (3.4)$$

где η - относительная податливость ригеля;

y - расстояние от несмещающейся точки рамы до

рассматриваемой колонны;

d - шаг колонн (при расчете продольной рамы) или усредненный пролет здания (при расчете поперечной рамы);

$r^{\partial u}$ - реакция верхней опоры колонны при ее единичном смещении при жесткости, соответствующей длительному действию нагрузки, определяемой согласно указаниям п.3.14 ;

y_o - расстояние от несмещающейся точки рамы до крайней колонны со стороны рассматриваемой;

$$\lambda = \sqrt{\frac{r^{\partial u} \cdot h}{d}};$$

ch - гиперболическая функция (cosinus гиперболический)[x].

Для продольных рам зданий со стальными разрезными подкрановыми балками при болтовом креплении этих балок к колоннам рекомендуется, кроме учета податливости ригелей, учитывать податливость сопряжения подкрановых балок с колонной, принимая ее для крайнего ряда колонн равной $1{,}0 \cdot 10^{-3}$ м/т, для среднего ряда колонн - $0{,}5 \cdot 10^{-3}$ м/т.

Учет податливости этого сопряжения может производиться при величине сдвигающей силы в узле для крайнего ряда колонн более 5 т, для среднего ряда колонн - более 10 т.

3.8. Фахверковые колонны по прочности рассчитываются как шарнирно опертые на фундаменты, а по трещиностойкости - как защемленные, при этом считается, что на фундамент передаются только продольные и поперечные силы.

[x] Может определяться, например, по табл.I.22.3 "Справочника проектировщика промышленных, жилых и общественных зданий и сооружений. Расчетно-теоретический том". М., 1960.

3.9. При установлении правила знаков за положительное принимается:

а) для внешних нагрузок

- направление действия горизонтальных сил слева направо;

- направление действия момента по часовой стрелке;

б) смещение колонны вправо;

в) направление горизонтальной реакции опор колонны слева направо;

г) для внутренних усилий

- момент, растягивающий волокна слева от оси колонны;

- поперечная сила, стремящаяся повернуть соответствующие части колонны вокруг их концов по часовой стрелке.

Статический расчет рам по недеформированной схеме

3.10. Статический расчет рам рекомендуется производить методом деформаций, за исключением расчета продольных рам зданий с подкрановыми балками при учете упругой податливости ригелей и узлов (см.п.3.7), когда статический расчет рекомендуется производить методом сил.

Реакция опоры колонны определяется как сумма реакции данной опоры от местных, непосредственно действующих на колонну нагрузок (рассматривая опоры как несмещаемые) и реакции данной опоры от смещения рамы.

3.11. Реакция верхней упругой опоры „K"-ой колонны при действии ветровой нагрузки в плоскости поперечной рамы определяется по формуле

$$R_K = R'_K - \left(\sum_1^m R'_i - W\right)\frac{z_K}{\sum_1^m z_i}, \qquad (3.5)$$

где $R_к^о, R_i^о$ - реакция верхней неподвижной опоры соответственно „$к$"-ой и „i"-ой колонны от местной, непосредственно действующей на данную колонну ветровой нагрузки (табл.3.6);

$r_к, r_i$ - реакция верхней опоры соответственно „$к$"-ой и „i"-ой колонны при ее единичном смещении (табл.3.2) при жесткости, соответствующей отсутствию трещин;

$\sum_1^m R_i^о - W$ - суммарная реакция дополнительной связи в уровне верха каркаса от ветровой нагрузки (рис.3.2)*;

W - сосредоточенная сила от ветровой нагрузки на надколонную часть здания для всего связанного диском покрытия каркаса.

Суммирование производится по всем основным колоннам связанного каркаса.

Значения реакций $R^о$ и r, а также правило знаков для них принимаются по табл.3.2-3.6.

В плоскости продольной рамы при отсутствии вертикальных связей на всю высоту колонн и одинаковых колоннах в ряду реакция верхней упругой опоры $К$-ой рядовой колонны определяется по формуле

$$R_к = \left(\sum_1^n R_i^о - W\right) \cdot \frac{1}{n}, \qquad (3.5,а)$$

где n - количество колонн в ряду, суммирование производится по торцовым колоннам ряда, а W определяется для одной рамы с учетом передачи на диск покрытия ветровой нагрузки с фахверковых торцовых колонн, рассматривая их шарнирно опертыми .

* См.стр.85

3.12. Реакция R^{o} верхней несмещаемой опоры колонн зданий без перепадов высот в пределах температурного блока при действии крановой нагрузки и нагрузок от веса покрытия, снега, стен и т.п., определяется в случае неучета смещения каркаса по табл. 3.3-3.6.

3.13. При расчете каркасов однопролетных зданий с покрытием из крупноразмерных плит на действие крановой нагрузки с учетом смещения следует учитывать поворот диска покрытия из-за несовпадения местоположения равнодействующей горизонтальной реакции верха каркаса с центром жесткости каркаса (рис.3.3).

Реакция верхней упругой опоры „К" -ой колонны от крановой нагрузки в этом случае определяется по формуле

$$R_к = R_к^{o} - \left(\sum_{1}^{m} R_i^{o}\right) \cdot \frac{C \cdot \gamma_к}{\sum_{1}^{m} \gamma_i}, \qquad (3.6)$$

где $R_к^{o}, R_i$ - реакция верхней неподвижной опоры соответственно „К" -ой и „i" -ой колонны от местной непосредственно действующей на данную колонну крановой нагрузки;

C - коэффициент, учитывающий влияние поворота диска покрытия.

Коэффициент С определяется по формуле

$$C = 1 + y_c \cdot y_к \cdot \frac{\sum_{1}^{m} \gamma_i}{\gamma_\varphi}, \qquad (3.7)$$

где y_c - расстояние от равнодействующей реакции до поперечной оси каркаса определяется из выражения

$$y_c = \frac{\sum_1^m R_i^o y_o}{\sum_1^m R_i^o},$$

где y_i - расстояние от "i"-ой колонны до поперечной оси каркаса;

$y_к$ - расстояние от рассматриваемой колонны до поперечной оси каркаса;

r_φ - угловая жесткость каркаса в уровне верха колонны, определяется по формуле

$$r_\varphi = \sum_1^n r_j y_j^2, \qquad (3.8)$$

где r_j - реакция верха поперечной рамы или продольной рамы при единичном ее смещении в своей плоскости (с учетом для продольных рам работы вертикальных связей);

y_i - расстояние от поперечной или продольной рамы до соответственно поперечной или продольной оси каркаса;

n - число поперечных и продольных рам в каркасе в пределах температурного блока.

Поперечной и продольной осью каркаса считаются оси, проходящие через центр жесткости каркаса (п.3.5).

При наличии связей на всю высоту колонн коэффициент $C = 1$.

3.14. При расчете рам на температурные перемещения и удлинение нижних граней несущих конструкций покрытия жесткость

колонн принимается как при длительном действии нагрузки с учетом влияния трещин. При этом допускается принимать ее при $N > 0{,}55\ bh_0 R_u$ - равной $B = \frac{E_б J_б}{c}$, а при $N \leq 0{,}55\ bh_0 R_u$ - равной $B = \frac{0{,}8 E_б J_б}{c}$.

Здесь $J_б$ - момент инерции бетонного сечения колонны, b и h_0 - ширина и рабочая высота сечения в плоскости, для которой производится расчет.

Реакция верхней опоры колонны от температурных перемещений и удлинения нижних граней несущих конструкций покрытия определяется в плоскости поперечной рамы, а при отсутствии подкрановых балок и в плоскости продольной рамы по формулам

$$R_t = \Delta_t \cdot r^{дл} \cdot K_y ; \qquad (3.9)$$

$$R_x = \Delta_x \cdot r^{дл} \cdot K_y , \qquad (3,9а)$$

где $r^{дл}$ - реакция верхней опоры колонны при ее единичном смещении, при вышеприведенной жесткости;

K_y - коэффициент, учитывающий податливость ригеля и принимаемый согласно указаниям п.п. 3.7 и 3.8.

При учете податливости болтовых сопряжений стальных разрезных подкрановых балок с колоннами расчет продольной рамы может производиться упрощенным способом, с учетом влияния этой податливости только на рассматриваемую колонну. В этом случае расчет рамы рекомендуется производить в следующей последовательности. Сначала рама рассчитывается без учета податливости сопряжения нижнего ригеля с колонной. После чего определяется смещение рассчитываемой колонны в уровне верхнего ригеля δ_A, нижнего ригеля $\delta_б$ и горизонтальные ре-

акции опор R_A и $R_Б$ (рис.3.4,а)*. Если реакция $R_Б$ не превышает 5 т для крайнего ряда или 10 т для среднего ряда, то на этом статический расчет заканчивается. В противном случае колонна рассчитывается на заданные смещения δ_A и $\delta_Б$ с учетом податливости опоры Б (рис.3.4,б). Если реакция $R'_Б$ превышает соответственно 5 или 10 т, то на этом статический расчет заканчивается. В противном случае колонна окончательно рассчитывается на действие заданного смещения δ_A и горизонтальной силы Q, приложенной в уровне нижнего ригеля и равной соответственно 5 или 10 т (рис.3.4,в).

3.15. Реакцию верхней опоры колонн зданий с облегченным покрытием (стальной профилированный настил по стальным прогонам и фермам) при действии крановой нагрузки допускается определять из расчета плоской поперечной рамы с упругой шарнирной опорой в уровне ее верха, принимая горизонтальную реакцию этой опоры равной реакции неподвижной опоры, умноженной на коэффициент К, учитывающий податливость диска покрытия и принимаемый по табл.3.7.

Данное допущение относится к зданиям без перепадов высот (в пределах температурного блока) при условии, что колонны поперечных рам у торца здания и у температурного шва приняты такими же, как и соответствующие колонны примыкающей рядовой поперечной рамы.

3.16. Неблагоприятное влияние продольного изгиба колонн и длительности действия нагрузки на величины усилий в сечениях колонн учитывается с помощью коэффициентов η и $m_{дл}$ согласно СНиП П-В.1-62 и "Инструкции по проектированию железобетонных конструкций" (изд. 1968 г.), при этом расчетные длины l_o колонн допускается принимать по табл.3.8.

При расчете сечений колонн с симметричной арматурой по пер-

* См.стр. 87

вому случаю внецентренного сжатия коэффициент $m_{дл}$ не учитывается.

При расчете сечений с учетом усилий от температурных воздействий и удлинения нижних граней конструкций покрытий допускается влияние продольного изгиба на величину этих усилий не учитывать. В этом случае эксцентриситет приложения продольной силы относительно центра тяжести бетонного сечения равен

$$e_0 = \frac{(M - KM_t - M_\varepsilon)\eta + KM_t + M_\varepsilon}{N},$$

а с учетом длительности действия нагрузки

$$e_{оп} = \frac{[M + M_{дл}(\frac{1}{m_{эдл}} - 1) - KM_t - M_\varepsilon]\cdot\eta + KM_t + M_\varepsilon}{N_п},$$

где M N – момент и продольная сила в сечении, определенные с учетом коэффициентов сочетаний (см. табл. 2.7–2.9);

M_t и M_ε – моменты от температурных воздействий и удлинения нижних граней конструкций покрытия;

$M_{дл}$ – момент от вертикальной длительно действующей нагрузки;

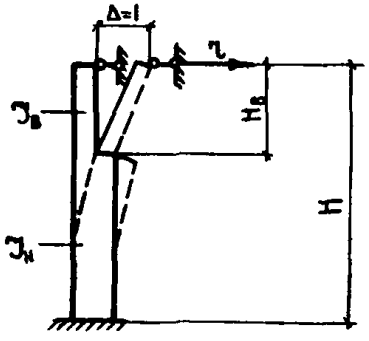
$N_п$ – приведенная продольная сила;

K – коэффициент сочетания нагрузок;

$m_{эдл}$ – коэффициент, учитывающий длительность действия вертикальной нагрузки (см. СНиП П-В.1-62).

Таблица 3.2

Коэффициенты К для определения реакции r при горизонтальном единичном смещении верхней опоры колонны

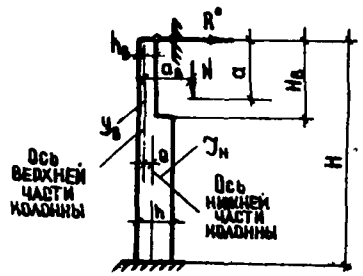


$$n = \frac{J_в}{J_н}; \quad \lambda = \frac{H_в}{H}; \quad r = \frac{KB_н}{H^3} = \frac{KE_б J_н}{H^3}$$

	Значения коэффициента К										
λ \ n	0,05	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
0,10	2,94	2,97	2,99	2,99	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00
0,15	2,82	2,91	2,96	2,98	2,99	2,99	2,99	3,00	3,00	3,00	3,00
0,20	2,60	2,80	2,91	2,95	2,96	2,98	2,98	2,99	2,99	3,00	3,00
0,25	2,31	2,63	2,82	2,89	2,93	2,95	2,97	2,98	2,99	3,00	3,00
0,30	1,98	2,41	2,71	2,82	2,88	2,92	2,95	2,96	2,98	2,99	3,00
0,40	1,35	1,90	2,39	2,61	2,73	2,82	2,88	2,92	2,95	2,98	3,00
0,50	0,89	1,41	2,00	2,32	2,53	2,67	2,77	2,85	2,91	2,96	3,00

таблица 3.3

Коэффициенты К для определения реакции R^0 от действия момента $M_в = N \cdot a_в$



$n = \frac{J_в}{J_н}$; $\lambda = \frac{H_в}{H}$; $R^0 = \frac{N}{H}(\pm \bar{K}e \pm K a_в)$; $e = 0{,}5(h - h_в)$

$\bar{K}$ – коэффициент, соответствующий значению $a = 1{,}0\,H_в$

Знак "плюс" принимается:

перед членом "$\bar{K}e$" – при размещении оси нижней части колонны справа от оси верхней части

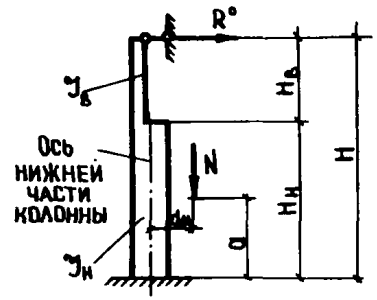
перед членом "$Ka_в$" – при расположении силы N слева от оси верхней части колонны

a	λ \ n	0,05	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
		Значения коэффициента К										
0	0,10	1,75	1,62	1,55	1,53	1,52	1,51	1,51	1,51	1,50	1,50	1,50
	0,15	2,01	1,74	1,61	1,57	1,54	1,53	1,52	1,51	1,51	1,50	1,50
	0,20	2,29	1,90	1,69	1,61	1,57	1,55	1,53	1,52	1,51	1,51	1,50
	0,25	2,53	2,06	1,77	1,66	1,60	1,57	1,55	1,53	1,52	1,51	1,50
	0,30	2,69	2,18	1,84	1,71	1,64	1,59	1,56	1,54	1,52	1,51	1,50
	0,40	2,74	2,32	1,96	1,78	1,70	1,64	1,59	1,57	1,54	1,52	1,50
	0,50	2,56	2,29	2,00	1,84	1,74	1,67	1,62	1,58	1,55	1,52	1,50
$0{,}2H_в$	0,10	1,74	1,61	1,55	1,53	1,52	1,51	1,51	1,51	1,50	1,50	1,50
	0,15	1,99	1,74	1,61	1,56	1,54	1,52	1,52	1,51	1,51	1,50	1,50
	0,20	2,25	1,88	1,67	1,60	1,57	1,54	1,53	1,52	1,51	1,50	1,50
	0,25	2,47	2,04	1,75	1,65	1,59	1,56	1,54	1,53	1,51	1,50	1,50
	0,30	2,62	2,14	1,82	1,69	1,62	1,58	1,55	1,53	1,52	1,51	1,50
	0,40	2,65	2,26	1,92	1,77	1,68	1,62	1,58	1,55	1,52	1,51	1,49
	0,50	2,47	2,22	1,95	1,80	1,71	1,64	1,59	1,56	1,53	1,50	1,49

(продолжение таблицы 3.3)

a	Значения коэффициента K											
	λ \ h	0,05	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
$0,4\,H_в$	0,10	1,70	1,60	1,54	1,52	1,51	1,5	1,51	1,50	1,50	1 50	1,50
	0,15	1,91	1,70	1,59	1,55	1,53	1,5	1,51	1,51	1,50	1;50	1,50
	0,20	2,13	1,81	1,64	1,58	1,55	1,5	1,52	1,51	1,50	1,50	1,49
	0,25	2,30	1,92	1,69	1,61	1,57	1,54	1,52	1,51	1,50	1,49	1,49
	0,30	2,40	1,97	1,74	1,64	1,58	1,55	1,53	1,51	1,50	1,49	1,48
	0,40	2,43	2,08	1,81	1,68	1,61	1,56	1,53	1,51	1,49	1,47	1,46
	0,50	2,20	2,06	1,80	1,68	1,61	1,5	1,52	1,50	1,47	1,46	1,44
$0,6\,H_в$	0,10	1,65	1,57	1,53	1,51	1,51	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50
	0,15	1,78	1,63	1,55	1,53	1,51	1,50	1,50	1,50	1,49	1,49	1,49
	0,20	1,92	1,70	1,58	1,54	1,52	1,5	1,50	1,49	1,49	1,48	1,48
	0,25	2,01	1,77	1,61	1,55	1,52	1,50	1,49	1,48	1,48	1,47	1,47
	0,30	2,04	1,79	1,62	1,59	1,52	1	1,48	1,47	1,46	1,46	1,45
	0,40	1,96	1,77	1,62	1,54	1.50	1,47	1,45	1,44	1,43	1.42	1,41
	0,50	1,76	1,66	1,55	1,49	1,45	1,4	1,41	1,39	1,38	1,37	1,37
$0,8\,H_в$	0,10	1,56	1,53	1,51	1,50	1,50	1,49	1,49	1,49	1,49	1,49	1,49
	0,15	1,61	1,54	1,51	1,50	1,49	1,4	1,48	1,48	1,48	1,48	1,48
	0,20	1,63	1,55	1,50	1,48	1,48	1,47	1,47	1,47	1,46	1,46	1,46
	0,25	1,61	1,53	1,48	1,47	1,46	1,45	1,45	1,45	1,44	1,44	1,44
	0,30	1,55	1,48	1,45	1,44	1,43	1,42	1,42	1,42	1,42	1,42	1,41
	0,40	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,3	1,35	1,35	1,35	1,35	1,31
	0,50	1,13	1,17	1,20	1,22	1,23	1,24	1,25	1,25	1,26	1,26	1,26
$1,0\,H_в$	0,10	1,47	1,47	1,48	1,48	1,48	1,48	1,48	1,48	1,49	1,49	1,49
	0,15	1,38	1,42	1,45	1,46	1,46	1,46	1,46	1,46	1,47	1,47	1,47
	0,20	1,25	1,34	1,40	1,41	1,42	1,43	1,43	1.44	1,44	1,44	1,44
	0,25	1,08	1,23	1,32	1,36	1,37	1,39	1,39	1,40	1,40	1,40	1,41
	0,30	0,90	1,10	1,23	1,28	1,31	1,33	1,34	1,35	1,36	1,36	1,37
	0,40	0,57	0,80	1,00	1,10	1,15	1,18	1,21	1,23	1,24	1,25	1,26
	0,50	0,33	0,53	0,75	0,87	0,9	1,00	1,04	1,07	1,09	1,11	1,13

Таблица 3.4.



Коэффициенты К для определения реакции R^o от действия момента $M_н = N \cdot a_н$

$$n = \frac{J_в}{J_н}; \qquad \lambda = \frac{H_в}{H}; \qquad R^o = K\frac{N \cdot a_н}{H}$$

$a_н$ принимается со знаком "плюс" при расположении силы N слева от оси нижней части колонны

a	λ \ n	Значения коэффициента К										
		0,05	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
$0,2\,H_н$	0,10	0,48	0,49	0,49	0,49	0,49	0,49	0,49	0,49	0,49	0,49	0,49
	0.15	0,44	0,45	0,46	0,46	0,46	0,47	0,47	0,47	0,47	0,47	0,47
	0,20	0,38	0,41	0,43	0,43	0,44	0,44	0,44	0,44	0,44	0,44	0,44
	0,25	0,32	0,37	0,39	0,40	0,41	0,41	0,41	0,41	0,42	0,42	0,42
	0,30	0,26	0,31	0,35	0,37	0,38	0,38	0,38	0,39	0,39	0,39	0,39
	0,40	0,15	0,22	0,27	0,29	0,31	0,32	0,33	0,33	0,33	0,34	0,34
	0,50	0,08	0,13	0,19	0,22	0,24	0,25	0,26	0,27	0,28	0,28	0,29
$0,4\,H_н$	0,10	0,87	0,88	0,88	0,88	0,88	0,89	0,89	0,89	0,89	0,89	0,89
	0,15	0,80	0,82	0,84	0,84	0,84	0,84	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85
	0,20	0,70	0,75	0,78	0,79	0,80	0,80	0,80	0,80	0,81	0,81	0,81
	0,25	0,58	0,67	0,72	0,74	0,75	0,75	0,76	0,76	0,76	0,76	0,77
	0,30	0,48	0,58	0,65	0,68	0,69	0,70	0,71	0,71	0,72	0,72	0,72
	0,40	0,29	0,40	0,50	0,55	0,58	0,60	0,61	0,62	0,62	0,63	0,63
	0,50	0,16	0,25	0,36	0,42	0,46	0,48	0,50	0,51	9,52	0,53	0,54

(продолжение таблицы 3.4)

a	λ \ n	Значения коэффициента К										
		0,05	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
$0,6\ H_к$	0,10	1,16	1,17	1,18	1,18	1,18	1,18	1,18	1,18	1,18	1,18	1,18
	0,15	1,07	1,11	1,13	1,13	1,13	1,14	1,14	1,14	1,14	1,14	1,14
	0,20	0,94	1,01	1,05	1,07	1,07	1,08	1,08	1,08	1,08	1,08	1,08
	0,25	0,81	0,92	0,99	1,01	1,02	1,03	1,04	1,04	1,04	1,04	1,05
	0,30	0,66	0,80	0,90	0,99	0,96	0,97	0,98	0,98	0,99	0,99	1,00
	0,40	0,40	0,56	0,71	0,77	0,83	0,83	0,85	0,86	0,87	0,88	0,89
	0,50	0,23	0,36	0,51	0,59	0,64	0,68	0,71	0,73	0,74	0,76	0,77
$0,8\ H_к$	0,10	1,36	1,37	1,37	1,38	1,38	1,38	1,38	1,38	1,38	1,38	1,38
	0,15	1,27	1,31	1,33	1,34	1,34	1,34	1,34	1,34	1,35	1,35	1,35
	0,20	1,13	1,22	1,27	1,28	1,29	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,31
	0,25	0,97	1,11	1,19	1,23	1,23	1,24	1,25	1,25	1,26	1,26	1,26
	0,30	0,80	0,97	1,09	1,14	1,16	1,18	1,19	1,20	1,20	1,21	1,21
	0,40	0,49	0,69	0,87	0,95	1,00	1,03	1,05	1,07	1,08	1,09	1,09
	0,50	0,25	0,40	0,56	0,65	0,71	0,75	0,78	0,80	0,82	0,83	0,84
$1,0\ H_н$	0,10	1,47	1,47	1,48	1,48	1,48	1,48	1,48	1,48	1,49	1,49	1,49
	0,15	1,38	1,42	1,45	1,46	1,46	1,46	1,46	1,46	1,47	1,47	1,47
	0,20	1,25	1,34	1,32	1,41	1,42	1,43	1,43	1,44	1,44	1,44	1,44
	0,25	1,08	1,23	1,23	1,36	1,37	1,39	1,39	1,40	1,40	1,40	1,41
	0,30	0,90	1,10	1,23	1,28	1,31	1,33	1,34	1,35	1,36	1,36	1,37
	0,40	0,57	0,80	1,00	1,10	1,15	1,18	1,21	1,23	1,24	1,25	1,26
	0,50	0,33	0,53	0,75	0,87	0,95	1,00	1,04	1,07	1,09	1,11	1,13

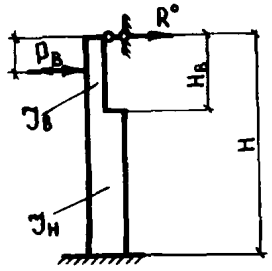


Таблица 3.5

Коэффициенты К для определения реакции

R° от действия горизонтальной силы $P_в$

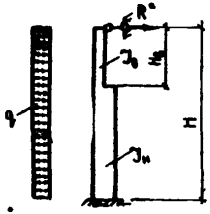
$$n = \frac{J_в}{J_н}; \qquad \lambda = \frac{H_в}{H}; \qquad R^\circ = K P_в$$

За положительное принимается направление действия силы $P_в$ слева направо

a	λ \ n	0,05	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
		Значения коэффициента К										
0,6 $H_в$	0,10	0,90	0,90	0,91	0,91	0,91	0,91	0,91	0,91	0,91	0,91	0,91
	0,15	0,83	0,85	0,86	0,86	0,86	0,86	0,86	0,86	0,87	0,87	0,87
	0,20	0,74	0,78	0,80	0,81	0,81	0,82	0,82	0,82	0,82	0,82	0,82
	0,25	0,65	0,71	0,74	0,76	0,76	0,77	0,77	0,77	0,78	0,78	0,78
	0,30	0,56	0,63	0,68	0,70	0,71	0,72	0,72	0,73	0,73	0,73	0,73
	0,40	0,41	0,48	0,56	0,59	0,61	0,62	0,63	0,64	0,64	0,64	0,65
	0,50	0,32	0,38	0,45	0,48	0,51	0,53	0,54	0,55	0,55	0,56	0,56
0,8 $H_в$	0,10	0,87	0,87	0,88	0,88	0,88	0,88	0,88	0,88	0,88	0,88	0,88
	0,15	0,78	0,80	0,81	0,82	0,82	0,82	0,82	0,82	0,82	0,82	0,82
	0,20	0,67	0,72	0,74	0,75	0,75	0,76	0,76	0,76	0,76	0,76	0,76
	0,25	0,56	0,63	0,67	0,68	0,69	0,69	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70
	0,30	0,45	0,53	0,59	0,61	0,62	0,63	0,64	0,64	0,64	0,65	0,65
	0,40	0,28	0,36	0,44	0,48	0,50	0,51	0,52	0,52	0,53	0,53	0,54
	0,50	0,17	0,24	0,31	0,35	0,37	0,39	0,40	0,41	0,42	0,43	0,43
1,0 $H_в$	0,10	0,84	0,84	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85
	0,15	0,73	0,76	0,77	0,77	0,77	0,77	0,78	0,78	0,78	0,78	0,78
	0,20	0,61	0,66	0,68	0,69	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70
	0,25	0,49	0,56	0,60	0,61	0,62	0,62	0,63	0,63	0,63	0,63	0,63
	0,30	0,37	0,45	0,51	0,53	0,54	0,55	0,55	0,56	0,56	0,56	0,56
	0,40	0,20	0,27	0,34	0,38	0,39	0,41	0,41	0,42	0,43	0,43	0,43
	0,50	0,09	0,15	0,21	0,24	0,26	0,28	0,29	0,30	0,30	0,31	0,31

Таблица 3.6

Коэффициенты К для определения реакции R^o от действия горизонтальной равномерно распределенной нагрузки по всей высоте колонны



За положительное принимается направление действия нагрузки q слева направо

$$n = \frac{J_в}{J_н}; \qquad \lambda = \frac{H_в}{H}; \qquad R^o = -KqH$$

λ \ n	Значение коэффициента К										
	0,05	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
0,10	0,37	0,37	0,37	0,37	0,37	0,38	0,38	0,38	0,38	0,38	0,38
0,15	0,35	0,37	0,37	0,37	0,37	0,37	0,37	0,38	0,38	0,38	0,38
0,20	0,33	0,36	0,37	0,37	0,37	0,37	0,37	0,37	0,37	0,38	0,38
0,25	0,31	0,34	0,36	0,37	0,37	0,37	0,37	0,37	0,37	0,38	0,38
0,30	0,28	0,32	0,35	0,36	0,37	0,37	0,37	0,37	0,37	0,37	0,38
0,40	0,25	0,29	0,33	0,35	0,36	0,36	0,37	0,37	0,37	0,37	0,38
0,50	0,24	0,28	0,31	0,33	0,35	0,35	0,36	0,37	0,37	0,37	0,38

Примечания к табл. 3.2-3.6

1. Направление действия реакций R^o и r определяется их знаком, полученным по приведенным в табл. формулам. На схемах условно показано направление реакции, соответствующее положительному ее значению.
2. Для промежуточных значений λ, n и α коэф. К определяется по линейной интерполяции.
3. Моменты инерции $J_н$ и $J_в$ допускается определять по бетонному сечению.

Таблица 3.7.

Коэффициент К учета податливости диска покрытия

Шаг колонн, м		Число пролетов рамы	Характеристика рамы	Коэффициент К
по крайним рядам	по средним рядам			
6 / I2	6 / I2	I ÷ 8	Основная[x)]	0,5
		2, 3	Основная	0,65
6	I2		Промежуточная	0,35
		4 ÷ 8	Основная	0,75
			Промежуточная	0,20

x/ Основной считается плоская рама, включающая все колонны поперечника. Промежуточной - включающая только колонны крайних рядов.

Таблица 3.8

Расчетные длины l_0 колонн

Характеристика колонн и зданий				Расчетная длина колонны при расчете в плоскости			
				поперечной рамы	продольной рамы		
					при наличии связей		при отсутствии связей
					до уровня подкран. балок	до верха колонны	
Здания с мостовыми кранами	При расчете с учетом крановой нагрузки	подкрановая (нижняя) часть колонн при подкрановых балках	разрезных	$1{,}5\,H_н$	$0{,}8\,H_н$		$1{,}2\,H_н$
			неразрезных	$1{,}2\,H_н$			$0{,}8\,H_н$
		надкрановая (верхняя) часть колонн при подкрановых балках	разрезных	$2{,}5\,H_в$*	$1{,}5\,H_в$	$1{,}0\,H_в$	$2{,}0\,H_в$
			неразрезных	$2{,}0\,H_в$			$1{,}5\,H_в$
	При расчете без учета крановой нагрузки	подкрановая (нижняя) часть колонн зданий	однопролетных	$1{,}5\,H$	$0{,}8\,H_н$		$1{,}2\,H$
			двух- и многопролетных	$1{,}2\,H$			
		надкрановая (верхняя) часть колонн при подкрановых балках	разрезных	$2{,}5\,H_в$	$1{,}5\,H_в$	$1{,}0\,H_в$	$2{,}0\,H_в$
			неразрезных	$2{,}0\,H_в$			$1{,}5\,H_в$

(продолжение таблицы 3.8)

Здания без мостовых кранов	Ступенчатые колонны	Нижняя часть колонн зданий	одно-пролетных	$1{,}5H$	-	$1{,}0H$	$1{,}2H$
			двух- и много-пролетных	$1{,}2H$			
		Верхняя часть колонн		$2{,}5H_в$	-	$2{,}0H_в$	$2{,}0H_в$
	Призматические колонны	однопролетных зданий		$1{,}5H$	-	$1{,}0H$	$1{,}2H$
		двух- и многопролетных зданий		$1{,}2H$			

H - полная высота колонны (см.п.3.3)

$H_н$ - высота подкрановой (нижней) части колонны - от верха стакана фундамента до низа подкрановой балки (с учетом п.3.3)

$H_в$ - высота надкрановой (верхней) части колонны - от низа подкрановой балки до верха колонны (с учетом п.3.3)

x/ При соотношении погонных жесткостей частей колонны $\frac{J_в H_н}{J_н H_в} \leq 0{,}6$ допускается расчетную длину l_e верхнего участка принимать равной $2{,}0\,H_в$; здесь $J_в$ и $J_н$ - моменты инерции бетонного сечения соответственно верхнего и нижнего участков колонны.

Особенности расчета рам с двухветвевыми колоннами

3.17. Двухветвевая колонна рассчитывается как рамный стержень со следующими основными допущениями:

а) продольная (вертикальная) сила в двухветвевом сечении колонны распределяется между ветвями по закону рычага;

б) изгибающие моменты в ветвях определяются из условия, что нулевые точки моментов расположены посередине высоты панели;

в) верхняя распорка колонны принимается бесконечно жесткой;

г) при наличии растяжения в одной ветви, учитывая ее пониженную жесткость, моменты в сжатой ветви и распорках определяются из условия передачи всей поперечной силы в сечении колонны на сжатую ветвь; вместе с тем, моменты в растянутой ветви определяются с учетом возможности передачи $\frac{1}{6}$ поперечной силы в сечении колонны на эту ветвь.

Расчетная схема двухветвевой колонны приведена на рис.3.5.*

3.18. Реакция верхней шарнирно неподвижной опоры двухветвевой колонны определяется по формулам:

а) при действии в месте изменения сечения продольной вертикальной силы N_2 (рис.3.6,а)

$$R^{o}_{N2} = -\frac{\delta_{1N2}}{\delta_{11}}; \qquad (3.10)$$

б) при действии в уровне верха подкрановой балки горизонтальной силы T (рис.3.6,б)

$$R^{o}_{T} = -\frac{\delta_{1T}}{\delta_{11}}; \qquad (3.11)$$

---

* См.стр. 88

в) при действии в уровне верха колонны продольной вертикальной силы N_1 (рис.3.6,в)

$$R^{o}_{N1} = -\frac{\delta_{1M}}{\delta_{11}} - \frac{\delta_{1N1}}{\delta_{11}}; \qquad (3.12)$$

г) при действии равномерно распределенной горизонтальной нагрузки q (рис.3.6,г)

$$R^{o}_{q} = -\frac{\delta_{1q}}{\delta_{11}}; \qquad (3.13)$$

д) при единичном смещении верха колонны

$$r = \frac{1}{\delta_{11}}$$

Здесь $\delta_{11}, \delta_{1N2}, \delta_{1T}, \delta_{1M}, \delta_{1N1}, \delta_{1q}$ – горизонтальные смещения свободно стоящей двухветвевой колонны, определяемые по п.3.19.

3.19. Горизонтальное смещение верха свободно стоящей двухветвевой колонны (с верхней частью сплошного сечения) определяется из выражений:

а) при действии в уровне верха колонны горизонтальной единичной силы (рис.3.7,а)

$$\delta_{11} = \frac{H_H^3}{3E_b J_u}\left[\left(\frac{H_B}{H_H}\right)^3 \cdot \frac{J_u}{J_B} + \frac{1}{8n_1^2} + \frac{(n_1-1)e_1}{2n_1^2 H_H} \cdot \frac{J_u}{J_p} + \right. \qquad (3.14)$$
$$\left. + \frac{h^2}{8e_1^2}\left(\frac{H_B^2}{H_H^2} + \frac{H_B}{H_H} + 0{,}32\right)\right];$$

б) при действии в месте изменения сечения продольной вертикальной силы N_2, приложенной с эксцентриситетом e_0 (рис.3.7,б)

$$\delta_{1N2} = \frac{H_H^3}{3E_b J_u} \cdot \frac{0.75}{1 + \frac{12e_1^2}{h^2}} \cdot \frac{2H_B + H_H}{H_H^2} \cdot N_2 e_0. \qquad (3.15)$$

Величина e_o принимается со знаком "плюс" при расположении силы N_2 справа от оси нижней части колонны.

По ф-ле (3.15) следует определять также и смещение верха колонны при действии продольной силы, приложенной в уровне верха колонны по оси ее верхнего участка δ_{1M}, причем эксцентриситет e_o принимается равным расстоянию между осями верхнего и нижнего участков;

в) при действии в уровне верха подкрановой балки горизонтальной силы T (рис.3.7,в)

$$\delta_{1T}=\frac{TH_н^3}{3E_в J_u}\left[\frac{1}{8n_1^2}+\frac{(n_1-1)e_1}{2n_1^2 H_н}\cdot\frac{J_u}{J_p}+\frac{h^2}{8e_1^2}\left(\frac{aH_в}{H_н^2}+\frac{H_в+a}{2H_н}+0{,}32\right)\right] \qquad (3.16)$$

г) при действии в уровне верха колонны момента $M^*=N_1 a_в$ (рис.3.7,г)

$$\delta_{1M}=\frac{M^* H_н^2}{3E_в J_u}\left[\frac{1{,}5H_в^2}{H_н^2}\cdot\frac{J_u}{J_в}+\frac{h^2}{8e_1^2}\left(\frac{H_в}{H_н}+0{,}5\right)\right]. \qquad (3.17)$$

Значение $a_в$ принимается со знаком "плюс" при расположении силы N_1 справа от оси верхней части колонны.

д) при действии равномерно распределенной горизонтальной нагрузки q (рис.3.7,д)

$$\delta_{1q}=\frac{qH_н^3}{3E_в J_u}\left\{\left(\frac{H_в}{H_н}\right)^3\cdot\frac{3H_в}{8}\cdot\frac{J_u}{J_в}+\frac{H_в h^2}{16e_1^2}\left[\left(\frac{H_в}{H_н}\right)^2+\frac{7H_в}{6H_н}+\frac{5}{6}+\frac{1}{4}\cdot\frac{H_н}{H_в}\right]+\right.$$

$$\left.+\frac{H_в+0{,}5H_н}{8n_1^2}+\frac{(n_1-1)e_1}{2n_1^2}\left(\frac{H_в}{H_н}+\frac{1}{2n_1}+\frac{1}{2}\right)\frac{J_u}{J_p}\right\} \qquad (3.18)$$

В формулах 3.14-3.18:

$J_в$ - момент инерции сечения верхнего участка;

J_u - момент инерции сечения ветви;

J_p - момент инерции сечения распорки;

n_1 - число панелей двухветвевой части колонны;

h - размер сечения ветви в плоскости поперечной рамы.

Остальные обозначения приведены на рис.3.7.

При устройстве в теле колонны прохода (в уровне верха подкрановых балок) смещение колонны следует определять с учетом дополнительного изгиба ветвей в месте проема.

3.20. Усилия в ветвях и распорках двухветвевых колонн определяются как в рамном консольном стержне, нагруженном местной, непосредственно действующей на данную колонну нагрузкой и реакцией верхней шарнирной опоры согласно указаниям п.3.17.

Продольные силы в ветвях определяются по формуле

$$N_в = \frac{N}{2} \pm \frac{Ml}{2e_1}. \qquad (3.19)$$

В ф-ле (3.19) при положительном значении момента M знак "плюс" относится к ветви, сжатой от действия момента M, знак "минус" - к растянутой ветви. При определении $N_в$ момент от температурных воздействий и удлинения нижних граней конструкций покрытия допускается не умножать на коэффициент η .

Моменты в ветвях при отсутствии растяжения в них определяются по формуле

$$M_в = \frac{Ql_в}{4}. \qquad (3.20)$$

При наличии растяжения в одной ветви момент в этой ветви определяется по формуле

$$M_в = \frac{Ql_в}{12}, \qquad (3.21)$$

а момент в сжатой ветви по формуле

$$M_в = \frac{Ql_в}{2}. \qquad (3.22)$$

Моменты в распорках при отсутствии растяжения в ветвях определяются по формуле

$$m_2 = \frac{Q_н l_{ен}}{4} + \frac{Q_в l_{ев}}{4}. \qquad (3.23)$$

При наличии растяжения в одной ветви положительный момент в распорке, примыкающей к данной ветви, определяется по формуле

$$m_2 = \frac{Q_н l_{ен}}{12} + \frac{Q_в l_{ев}}{12}, \qquad (3.24)$$

а отрицательный - по формуле

$$m_2 = \frac{Q_н l_{ен}}{2} + \frac{Q_в l_{ев}}{2}. \qquad (3.25)$$

Поперечные силы в распорках определяются по формуле

$$Q_2 = \frac{Q_н l_{ен} + Q_в l_{ев}}{4 l_1}. \qquad (3.26)$$

В формулах 3.19 ÷ 3.26

N, M, Q - продольная сила, изгибающий момент и поперечная сила, вычисленные как для сплошной (не двухветвевой) колонны в сечении, расположенной посередине рассматриваемой панели;

η - коэффициент продольного изгиба;

$l_в$ - длина панели;

$Q_н, Q_в$ - поперечная сила посередине соответственно нижней и верхней панели относительно рассматриваемой распорки;

$l_{ен}, l_{ев}$ - длина соответственно нижней и верхней панели относительно рассматриваемой распорки.

Моменты, определенные по формулам 3.20 ÷ 3.25 действуют

по осям элементов; проверка прочности сечений ветвей и распорок производится по моментам, действующим по граням элементов.

К усилиям, определенным в ветвях и распорках, как элементах рамного стержня, должны добавляться усилия от действия местных нагрузок (нагрузка от опорных консолей, несущих стеновые панели, и т.п.). При устройстве в теле колонн проема в уровне подкрановых балок усилия в ветвях колонны в месте проема определяются по формулам 3.19 ÷ 3.22.

3.21. Коэффициент продольного изгиба при внецентренном сжатии η определяется для верхнего сплошного участка по СНиП П-В.1-62*, а для двухветвевого участка по формуле

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N_n \lambda_n^2}{4800 R_u F}}, \qquad (3.27)$$

где N_n – приведенная продольная (вертикальная) сила на колонну (с учетом длительности действия нагрузки);

λ_n – приведенная гибкость двухветвевой части колонн, равная

$$\lambda_n = \sqrt{\lambda_к^2 + \lambda_в^2} = \sqrt{\left(\frac{l_0}{e_1}\right)^2 + 12\left(\frac{l_{вср}}{h}\right)^2}, \qquad (3.28)$$

где $\lambda_к = \frac{l_0}{e_1}$ – гибкость стержня колонны, принимаемая равной отношению расчетной длины двухветвевой нижней части колонны (табл.3.8) к половине расстояния между осями ветвей;

$\lambda_в = \frac{l_{вср}}{r}$ – гибкость ветви, принимаемая равной отношению средней длины панели к радиусу инерции сечения ветви в плоскости поперечной рамы ($r = \frac{h}{\sqrt{12}}$);

F – площадь сечения обеих ветвей;

h - размер сечения ветви в плоскости поперечной рамы.

Гибкость ветви $\lambda_б$ не должна превышать гибкости колонны $\lambda_к$.

3.22. Длительность действия нагрузки учитывается в соответствии с главой СНиП П-В.I-62* в зависимости от приведенной гибкости колонны $\lambda_п$.

В случае неблагоприятного действия длительно действующей нагрузки продольные силы в ветвях определяются по формуле

$$N_в = \frac{N_п}{2} \pm \frac{M_п}{2e} , \qquad (3.29)$$

где $$M_п = \left[M + M_{дл}\left(\frac{1}{m_{эд}} - 1\right) - \kappa M_t - M_z\right]\eta + \kappa M_t + M_z ,$$

здесь условные обозначения те же, что и в п.3.16.

3.23. В плоскости продольной рамы двухветвевые колонны рассчитываются как прямоугольные ступенчатые колонны с шириной сечения двухветвевой части, равной удвоенному размеру ветви в плоскости поперечной рамы. При определении усилий от температурных воздействий и удлинения нижних граней подстропильных конструкций при наличии растяжения в одной ветви колонны, вызванного работой колонны в плоскости поперечной рамы, допускается работу этой растянутой ветви в продольном направлении не учитывать. Эти усилия передаются на сжатую ветвь, которая проверяется на совместное действие усилий в плоскости поперечной и продольной рамы.

Расчет колонн

3.24. Расчет колонн должен производиться по первому предельному состоянию (по несущей способности) и по третье-

му предельному состоянию (по раскрытию трещин).

Расчет колонн по несущей способности состоит из расчета на прочность (с учетом продольного изгиба, с проверкой устойчивости формы конструкции и с учетом длительности действия нагрузок), а в необходимых случаях и на выносливость.

Расчет колонн на прочность в стадии эксплуатации и в стадии хранения производится на воздействие расчетных нагрузок, а в стадиях изготовления, транспортирования и монтажа — на воздействие нормативных нагрузок от собственного веса колонны с учетом коэффициента динамичности (п.2.33).

Расчет колонн на выносливость производится на воздействие нормативных крановых нагрузок, при этом в сочетаниях нагрузок учитывается нагрузка от одного крана; при легком режиме работы кранов колонны на выносливость не рассчитываются.

Расчет колонн по раскрытию трещин производится на воздействие нормативных нагрузок с учетом в стадиях изготовления, транспортирования и монтажа коэффициента динамичности; в стадии эксплуатации должна быть учтена длительность действия нагрузок.

3.25. Усилия в сечениях колонн определяются как для консоли, нагруженной местной, непосредственно действующей на колонну нагрузкой, и реакциями опор, найденными из статического расчета рамы.

Должны быть проверены наиболее неблагоприятные (п.2.35) сочетания нагрузок, вызывающие как наибольшее сжатие в сечениях колонны, так и наибольшее растяжение.

Для сплошных сечений должны быть проверены сочетания нагрузок, при которых в рассматриваемом сечении колонны

действуют: а) минимальная продольная сила N_{min} и соответствующий наибольший момент; б) максимальная продольная сила N_{max} и соответствующий наибольший момент; в) максимальный момент M_{max} и соответствующая продольная сила. Сочетания нагрузок, при которых действует N_{max} или M_{max}, определяют при заданном сечении колонны марку бетона и сечение сжатой арматуры, сочетания, вызывающие N_{min} или M_{max} - сечение растянутой арматуры.

Для двухветвевых сечений должны быть проверены сочетания нагрузок, при которых в рассматриваемом сечении колонны действуют: а) минимальная продольная сила N_{min} и соответствующие ей наибольший момент и поперечная сила; б) максимальная продольная сила N_{max} и соответствующие ей наибольший момент и поперечная сила; в) максимальный момент M_{max} и соответствующие ей продольная и поперечная силы; г) максимальная поперечная сила Q_{max} и соответствующие ей продольная сила и момент.

Кроме того, если $N_{max} \geqslant \frac{M_n}{e_1} \geqslant N_{min}$, должно быть проверено граничное состояние, когда продольное усилие в одной ветви отсутствует, т.е. $N = \frac{M_n}{e_1}$ (здесь приведенный момент M_n, определенный по п.3.22, допускается принимать соответствующим N_{max}). При этом момент в сжатой ветви определяется по формуле (3.22), принимая M и Q соответствующими N_{max}, а вторая ветвь не проверяется.

При расчете распорок проверяется сочетание нагрузок, вызывающее в сечении колонны максимальную поперечную силу и растяжение (если оно может быть) одной ветви.

Сочетания нагрузок, вызывающие N_{max} или M_{max} или Q_{max}, определяют, при заданном сечении колонны, необхо-

димую марку бетона и сечение сжатой арматуры; сочетания, вызывающие N_{min} или M_{max} или Q_{max}, - сечение растянутой арматуры.

3.26. В колоннах сплошного сечения прочность сечений проверяется в месте максимального момента в пределах каждого участка с постоянным сечением и постоянным армированием. Как правило, эти сечения располагаются в месте заделки колонны в фундамент, в месте обрыва арматуры, а для ступенчатой колонны - и в месте изменения сечения колонны выше ступени.

При действии нагрузки от мостовых кранов проверяются также сечения, расположенные выше и ниже места приложения вертикальной крановой нагрузки.

Во всех колоннах проверяются

- прочность сечений на центральное сжатие в плоскости наибольшей гибкости;

- участки колонн в местах опирания конструкций покрытия;

- консоли для опирания подкрановых балок и конструкций покрытия (п.п.4.22-4.28);

- надежность заделки колонны в фундаменте (п.п.4.17-4.21).

Сечения колонн сплошного сечения проверяются на внецентренное сжатие. Сечения ветвей двухветвевых колонн проверяются на внецентренное растяжение в внецентренное сжатие. случае приложения местных нагрузок непосредственно к растянутой ветви проверяется прочность этой ветви на действие поперечной силы. Прочность сечений распорок двухветвевых колонн проверяется на действие изгибающего момента и поперечн силы.

При действии изгибающих моментов одновременно в плоскости поперечной и продольной рамы расчет колонн сплошного сечения и ветвей двухветвевых колонн производится на совместное действие этих моментов и продольной силы.

3.27. Ширина раскрытия трещин не должна превышать 0,3 мм. Дополнительные требования по предельной ширине раскрытия трещин в колоннах, применяемых в условиях агрессивной среды, регламентируется СН 262-67.

При расчете колонн в стадиях изготовления, транспортирования и монтажа допускаемая ширина раскрытия трещин может быть увеличена на 30%.

3.28. Проверка прочности сечений колонн производится в соответствии с главой СНиП П-В.I-62* и с "Инструкцией по проектированию железобетонных конструкций" (изд.1968 г.).

При "больших" эксцентриситетах приложения продольной силы (случай I внецентренного сжатия) допускается определять прочность сечения при действии моментов в направлении обеих осей симметрии, исходя из формулы

$$\frac{M_x^2}{M_{x пр}^2} + \frac{M_y^2}{M_{y пр}^2} \leq 1, \qquad (3.30)$$

где M_x и M_y - составляющие моменты от внешней нагрузки в плоскости поперечной (X) и продольной (Y) рамы, определенные с учетом влияния продольного изгиба колонны и длительности действия нагрузки;

$M_{x пр}$ и $M_{y пр}$ - предельные расчетные моменты, которые согласно СНиП П-В.I-62* могут быть восприняты сечением при внецентренном сжатии заданной продольной силой N ,

эксцентрично приложенной соответственно в плоскости оси x и y

Пример определения усилий в призматических колоннах от температурных воздействий и удлинения нижних поясов подстропильных ферм

Дано. Отапливаемое здание с подвесными кран-балками (рис.3.8)*, пролеты по 24 м. Шаг колонн 12 м с подстропильными стальными фермами из стали марки Ст.3.

Длина температурного блока 216 м. Отметка низа стропильных конструкций 7,2 м. Место строительства г.Свердловск. Расчетная температура воздуха помещений плюс 16°С. Влажностный режим помещений нормальный. Равномерно распределенная нагрузка от веса покрытия (с учетом собственного веса конструкций покрытия) 320 кг/м^2 (нормативная) и 360 кг/м^2 (расчетная). Эквивалентная равномерно распределенная нагрузка от кран-балок 87 кг/м^2 (нормативная) и 100 кг/м^2 (расчетная). Нижний пояс подстропильных ферм из 2 ∠ 90х8. Высота колонн 6,65 м. Сечение колонн 0,5х0,6 м. Марка бетона 200. Расстояние от грани колонны до центра тяжести арматуры (больший размер в плоскости поперечной рамы)

$a = a' = 0{,}05$ м.

Требуется. Определить изгибающие моменты в плоскости продольной рамы в заделке второй от торца колонны, расположенной по среднему ряду, при наибольшей и наименьшей продольной силе в колонне.

Температура замыкания для г.Свердловска равна (см.п. 2,32)

$$t_з = \frac{-15{,}6 - 13{,}6 - 13{,}6}{3} = -14{,}3°С.$$

* См.стр. 92

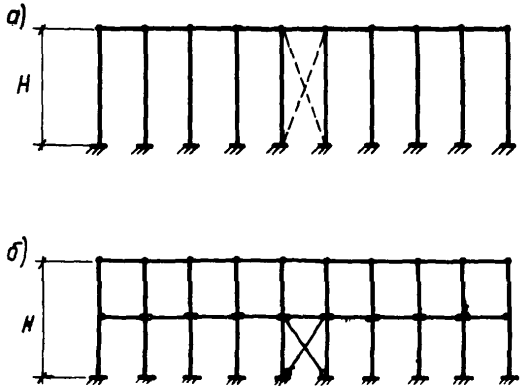


Рис.3.1. Расчетные схемы рам

а - продольной - при отсутствии подкрановых балок и поперечной; б - продольной - при наличии подкрановых балок

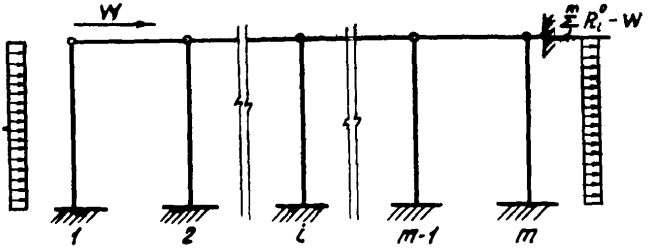


Рис.3.2. Основная система поперечной рамы

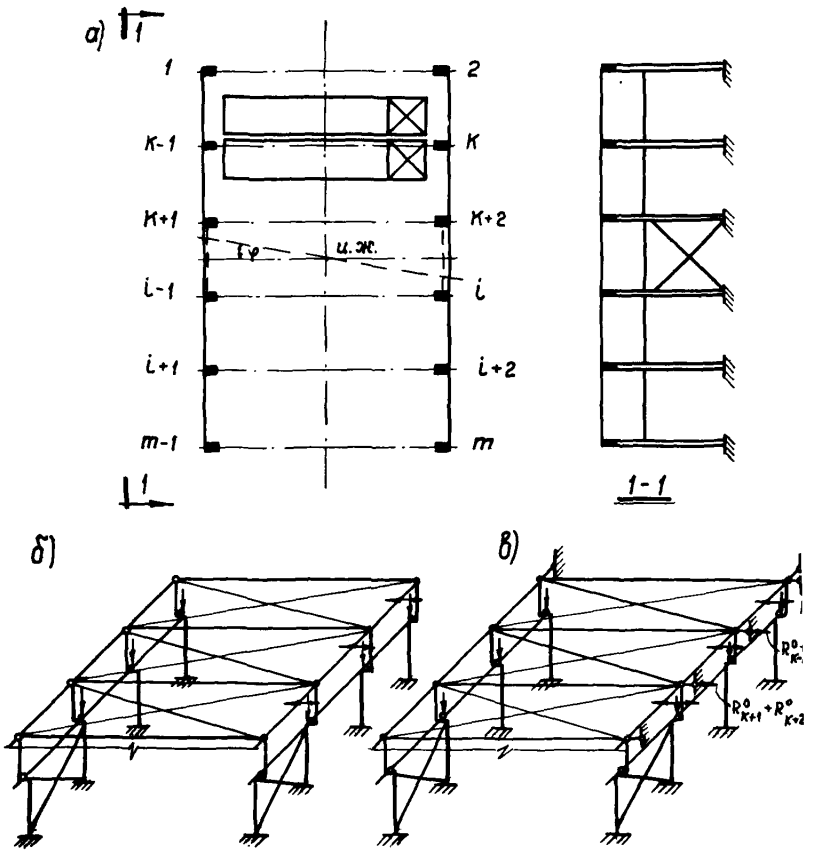


Рис.3.3. Расчетная схема каркаса при учете смещения от крановой нагрузки

а - план каркаса; б - расчетная схема; в - основная система; ц.ж. - центр жесткости каркаса

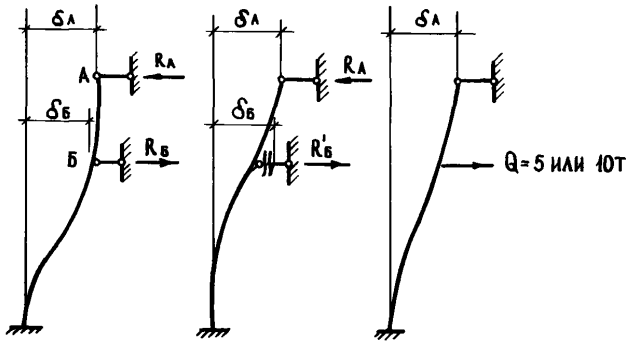


Рис.3.4. Схема расчета колонны с учетом податливости узла сопряжения стальной разрезной подкрановой балки с колонной

а - схема перемещения колонны и реакции опор, полученные из расчета рамы; б - расчетная схема колонны с учетом податливости узла сопряжения подкрановой балки с колонной; в - расчетная схема колонны при $R'_Б < Q$

Тогда температурный климатический перепад равен

$$t_р = t_в - t_з = 16^{\circ}C + 14{,}3^{\circ}C = 30{,}3^{\circ}C,$$

а свободное температурное перемещение подстропильных ферм в месте расположения рассматриваемой колонны равно

$$\Delta_t = 0{,}8 \cdot \alpha \cdot t_р \cdot y = 0{,}8.1{,}2.10^{-5}.30{,}3.96 = 2{,}8.10^{-2}\ м.$$

Коэффициент, учитывающий влияние нагрузки на величину удлинения нижнего пояса подстропильной фермы, равен (см.п.3.6)

- при учете снеговой нагрузки

$$K_\alpha = \frac{0{,}6\,q_{покр} + 0{,}9\,q_{снег}}{0{,}6\,q_{покр} + 0{,}9\,q_{снег} + 0{,}9\,q_{тр}} = \frac{0{,}6.0{,}32+0{,}9.0{,}1}{0{,}6.0{,}32+0{,}9.0{,}1+0{,}9.0{,}087} =$$

$$= 0{,}78;$$

- без учета снеговой нагрузки

$$K_\alpha = \frac{0{,}6 \cdot 0{,}32}{0{,}6.0{,}32+0{,}9.0{,}1+0{,}9.0{,}087} = 0{,}53.$$

Здесь снеговая нагрузка соответствует третьему географическому району. Свободное удлинение нижних поясов подстропильных ферм в месте расположения рассматриваемой колонны равно

- при учете снеговой нагрузки

$$\Delta_{\chi} = \varepsilon_{\chi} \cdot y \cdot K_{\chi} = 3,5.10^{-4}.96.0,78 = 2,62.10^{-2};$$

- без учета снеговой нагрузки

$$\Delta_{\chi} = 3,5.10^{-4}.96.0,53 = 1,78.10^{-2}.$$

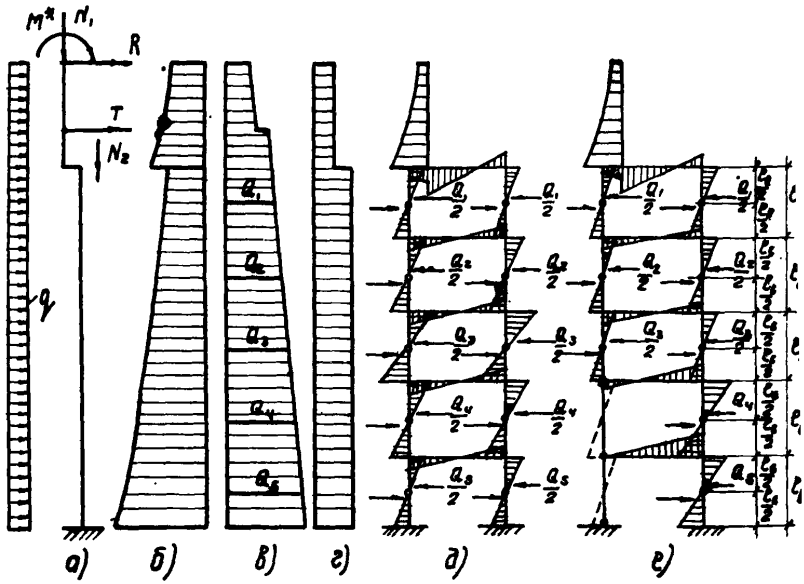


Рис.3.5. Расчетная схема двухветвевой колонны

а - схема нагрузок; б - эпюра моментов в колонне сплошного сечения; в - эпюра поперечных сил в колонне сплошного сечения; г - эпюра продольных сил в колонне сплошного сечения; д - эпюра моментов в двухветвевой колонне при отсутствии растяжения в ветви; е - эпюра моментов в двухветвевой колонне при наличии растяжения в одной ветви

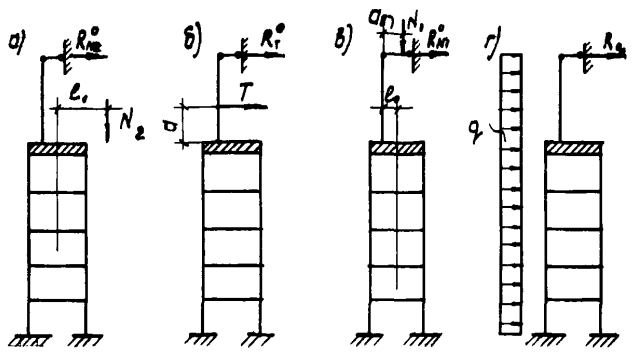


Рис.3.6. Расчетная схема двухветвевой колонны шарнирно опертой в уровне верха

а – при действии в месте изменения сечения продольной силы N_2 ; б – при действии в пределах верхнего участка горизонтальной силы T; в – при действии в уровне верха колонны продольной силы N_1 ; г – при действии равномерно распределенной горизонтальной нагрузки q

На схемах условно показано положительное направление реакций

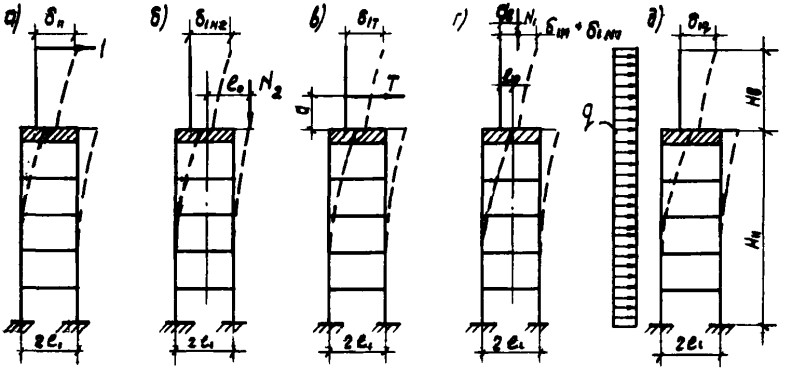


Рис.3.7. Расчетная схема свободно стоящей двухветвевой колонны

а – при действии в уровне верха колонны единичной горизонтальной силы; б – при действии в месте изменения сечения продольной силы N_2 ; в – при действии в пределах верхнего участка горизонтальной силы T; г – при действии в уровне верха колонны продольной силы N_1 ; д – при действии равномерно распределенной горизонтальной нагрузки q

Для определения жесткости колонн необходимо знать величину расчетной продольной силы в колонне. Наибольшая продольная сила равна

$$N = \ell \cdot d\,(q^{p}_{покр} + 0{,}9\,q^{p}_{снег} + 0{,}9\,q^{p}_{п\,тр}) + N^{p}_{с.в} =$$

$$= 24.12(0{,}36+0{,}9.0{,}1.1{,}4+0{,}9.0{,}1) + 5{,}5 = 172 \text{ т.}$$

Индекс "Р" обозначает, что приняты расчетные значения нагрузок.

Наименьшая продольная сила равна (коэффициенты перегрузки не учитываются)

$$N = \ell \cdot d \cdot q_{покр} + N_{св.} = 24.12.0{,}32+5{,}0 = 97 \text{ т.}$$

Здесь ℓ - пролет здания, d - шаг колонн.

Тогда при наибольшей продольной силе

$$\frac{N}{(h-a)\,b \cdot R_u} = \frac{172}{(0{,}5-0{,}05).0{,}6.1000} = 0{,}64 > 0{,}55$$

и, следовательно, жесткость колонн в плоскости продольной рамы равна

$$B = \frac{E_б\,J_б}{C} = \frac{2{,}65.10^{6}.0{,}6.0{,}5^{3}}{2.12} = 8{,}3.10^{3} \text{ тм}^2.$$

При наименьшей продольной силе

$$\frac{N}{(h-a)\,b\,R_u} = \frac{97}{(0{,}5-0{,}05).0{,}6.1000} = 0{,}359 < 0{,}55$$ и

жесткость колонн равна

$$B = \frac{0{,}8\,E_б \cdot J_б}{C} = \frac{0{,}8.2{,}65.10^{6}.0{,}6.0{,}5^{3}}{2\,.\,12} = 6{,}6.10^{3} \text{ тм}^2.$$

Для учета податливости ригеля рамы необходимо знать величину относительной податливости η нижнего пояса подстропильной фермы, состоящего из 2 ∠ 90х8:

$$\eta = \frac{N}{EF} = \frac{1,0}{2,1.10^{7}.2.0,112.10^{-2}} = 0,213.10^{-4} \quad \frac{I}{T}.$$

Реакция верхней опоры колонны при ее единичном смещении в плоскости продольной рамы равна

- при наибольшей продольной силе

$$\gamma^{\partial\Lambda} = \frac{3B}{H^3} = \frac{3.8,3.10^3}{6,65^3} = 84 \text{ т/м};$$

- при наименьшей продольной силе

$$\gamma^{\partial\Lambda} = \frac{3.6,6.10^3}{6,65^3} = 67 \text{ т/м}.$$

Тогда коэффициент, учитывающий податливость ригеля рамы, равен

- при наибольшей продольной силе

$$K_y = \frac{ch[\lambda(y+0,5d)] - ch[\lambda(y-0,5d)]}{\gamma^{\partial\Lambda} \cdot y \cdot \eta \cdot ch[\lambda(y_0+0,5d)]} =$$

$$= \frac{ch[1.22 \cdot 10^{-2}(96+6)] - ch[1.22 \cdot 10^{-2}(96-6)]}{84 \cdot 96 \cdot 0,213 \cdot 10^{-4} ch[1,22 \cdot 10^{-2}(108+6)]} = 0,58,$$

где

$$\lambda = \sqrt{\frac{\gamma^{\partial\Lambda} \cdot \eta}{d}} = \sqrt{\frac{84 \cdot 0.213 \cdot 10^{-4}}{12}} = 1,22 \cdot 10^{-2} \frac{1}{M};$$

- при наименьшей продольной силе

$$\lambda = \sqrt{\frac{67.0,213.10^{-4}}{12}} = 1,09.10^{-2} \quad \frac{1}{M};$$

$$K_y = \frac{ch[1,09.10^{-2}(96+6)] - ch[1,09.10^{-2}(96-6)]}{67.96.0,213.10^{-4} \quad ch[1,09.10^{-2}(108+6)]} = 0,63.$$

Изгибающий момент в заделке колонны от температурного воздействия M_t и удлинения нижних поясов подстропиль-

ных ферм $M_{\mathcal{L}}$ равен

- при учете снеговой нагрузки

$$M_t = R_t \cdot H = \Delta_t \cdot r^{\text{дл}} \cdot K_y \cdot H = 2{,}8 \cdot 10^{-2} \cdot 84 \cdot 0{,}58 \cdot 6{,}65 = 9{,}1 \text{ тм};$$

$$M_{\mathcal{L}} = 2{,}62 \cdot 10^{-2} \cdot 84 \cdot 0{,}58 \cdot 6{,}65 = 8{,}5 \text{ тм};$$

- без учета снеговой нагрузки

$$M_t = 2{,}8 \cdot 10^{-2} \cdot 67 \cdot 0{,}63 \cdot 6{,}65 = 7{,}9 \text{ тм};$$

$$M_{\mathcal{L}} = 1{,}78 \cdot 10^{-2} \cdot 67 \cdot 0{,}63 \cdot 6{,}65 = 5{,}0 \text{ тм}.$$

Пример расчета каркаса здания со ступенчатыми колоннами прямоугольного сечения

Дано. Шестипролетное производственное здание с пролетами по 30 м (рис.3.9)*. Отметка низа стропильных ферм 10,8м. Отметка верха стакана фундамента минус 0,15 м. Расстояние

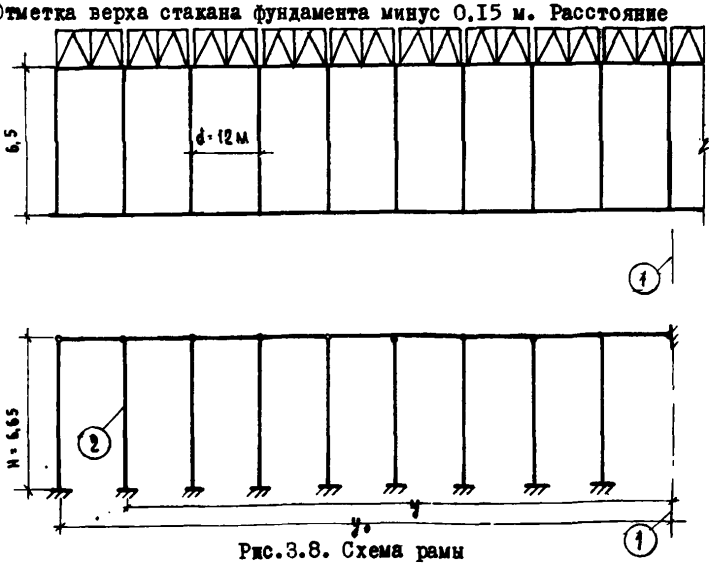


Рис.3.8. Схема рамы

а - конструктивная; б - расчетная; 1 - ось рамы (центр жесткости); 2 - рассчитываемая колонна

* См.стр. 114

между поперечными температурными швами 60 м. Шаг колонн - 12 м. Стропильные фермы стальные с поясами из низколегированной стали, краны среднего режима работы грузоподъемностью 20 т по ГОСТу 3332-54. Подкрановые балки - разрезные. Стеновые панели - навесные весом 280 кг/м^2. Покрытие из железобетонных крупнопанельных плит. Вес покрытия 320 кг/м^2.

По весу снегового покрова здание располагается в У географическом районе, по величине ветровой нагрузки - в IУ географическом районе. Здание - отапливаемое. Температурно-влажностный режим внутренних помещений - нормальный. Температурный перепад t_ρ (для определения температурных перемещений) составляет плюс 40°С.

Высота колонн H = 10.95 м;

Высота верхнего участка $H_в$ = 4,2 м;

Высота нижнего участка $H_н$ = 6,75 м.

Размеры сечения колонн:

верхнего участка $b_в \times h_в$ = 0,5х0,6 м;

нижнего участка $b_в \times h$ = 0,5х0,8 м.

Колонны по осям А и И из бетона марки 200, $R_ц$ = 1000 т/м^2, $E_б$ = 0,265.10^7 т/м^2; колонны по осям Б,В,Г,Д и Е из бетона марки 300, $R_ц$ = 1600 т/м^2, $E_б$ = = 0,315.10^7 т/м^2.

Расстояние от центра тяжести арматуры до ближайшей грани $a = a' = 0,04$ м. Нагрузки на колонны приведены в табл.3.9, схемы приложения нагрузок - на рис.3.10.

Расчетная ветровая нагрузка на надколонную часть здания (в пределах температурного блока) W = ± 97 т.

Требуется:

Таблица 3.9

Нагрузки и воздействия на колонны и реакции верхней опоры колонн

Колонны по оси	Вид нагрузки	Нормативная нагрузка	Коэффициент перегрузки	Расчетная нагрузка	Реакция верхней опоры колонны, т[x]
	От веса (т)				
	- покрытия ($N_п$)	58,0	I,I-I,2	66,5	-0,8I
А крайний ряд	- стены ($N_{ст}$)	I2,I	I,I	I3,8	+I,06
	- подкрановых балок и колонны ($N_{св}$)	I2,7	I,I	I4,0	-
	- снега ($N_{сн}$)	36,0	I,4	50,4	-0,6I
	Крановая (т)				
	- вертикальная ($N_{кр}$)	75,2	I,2	90,3	-5,85
	- горизонтальная ($T_{пол}$)	±2,I	I,2	±2,5	±I,48
	Ветровая (т/м.п)				
	- напор ($q_н$)	0,52	I,2	0,63	+0,06
	- отсос ($q_о$)	-0,40	I,2	-0,48	-0,65
	От веса (т)				
	- покрытия ($N_п$)	II6,0	I,I-I,2	I33,0	-
	- подкрановых балок и колонны ($N_{св}$)	I5,4	I,I	I7,0	-
Б	- снега ($N_{сн}$)	72,0	I,4	IOI,0	-
	Крановая (т)				
	- вертикальная ($N_{кр}$) (краны с одного пролета)	75,2	I,2	90,3	±7,3
	- горизонтальная ($T_{пол}$)	±2,I	I,2	±2,5	+I,48
	Ветровая (т)	-	-	-	±2,95

x/ Реакции получены из статического расчета рамы (см. ниже).

Определить усилия в месте заделки колонн в фундамент (сечение I-I) и в месте примыкания верхнего участка к нижнему (сечение II-II) от нагрузок, действующих в плоскости поперечной рамы.

I. Статический расчет каркаса

Определяются геометрические характеристики сечений колонн.

Момент инерции нижнего участка колонны

$$J_н = \frac{b h^3}{12} = \frac{0{,}5 \times 0{,}8^3}{12} = 213 \times 10^{-4} \text{ м}^4.$$

Момент инерции верхнего участка колонны

$$J_в = \frac{b h_в^3}{12} = \frac{0{,}5 \times 0{,}6^3}{12} = 90 \times 10^{-4} \text{ м}^4.$$

Отношение моментов инерции $n = \frac{J_в}{J_н} = \frac{90 \times 10^{-4}}{213 \times 10^{-4}} = 0{,}422.$

Отношение длины верхнего участка к высоте колонны

$$\lambda = \frac{H_в}{H} = \frac{4{,}2}{10{,}95} = 0{,}384.$$

Определяются горизонтальные реакции R^o верхней неподвижной опоры колонн от местных непосредственно действующих на колонну нагрузок (см.формулы табл.3.3-3.6). В колоннах по оси А реакция от веса покрытия равна (см.табл.3.3)

$$R^o = \frac{N}{H}(\pm \bar{K} \cdot e \pm K \cdot a_в) = \frac{66{,}5}{10{,}95}(+1{,}18.0{,}1-1{,}67.0{,}15) = -0{,}81 \text{ т}$$

от веса стен -

$$-R^o = \frac{13{,}3}{10{,}95}(1{,}18.0{,}1+1{,}67.0{,}45) = 1{,}06 \text{ т};$$

от снеговой нагрузки -

$$-R^o = \frac{50{,}4}{10{,}95}(1{,}18.0{,}1-1{,}67.0{,}15) = -0{,}61 \text{ т}.$$

Реакция от вертикальной крановой нагрузки (см.табл.3.4)

для колонн по оси А - $R^{o} = K\frac{N \cdot n_{M}}{H} = -1,18 \cdot \frac{90,3 \cdot 0,6}{10,95} =$

$= -5,85$ т;

для колонн по оси Б - $R^{o} = \pm 1,18 \cdot \frac{90,3 \cdot 0,75}{10,95} = \pm 7,3$ т

(при кранах в одном пролете).

От горизонтальной (поперечной) крановой нагрузки (см. табл. 3.5)

для колонн по оси А и Б $R^{o} = -KD_{\delta} = -0,59(\pm 2,5) =$

$= \mp 1,48$ т.

Реакция от ветровой равномерно распределенной нагрузки (см.табл.3.6) в колонне по оси А -

$-R^{o} = -K_{q}H = -0,358 \cdot 0,63 \cdot 10,95 = -2,47$ т (напор);

$-R^{o} = 0,358 \cdot 0,48 \cdot 10,95 = +1,88$ т (отсос).

Для торцовых колонн $R^{o} = -2,47 \cdot 0,5 = -1,24$ т (напор),

$R^{o} = 1,88 \cdot 0,5 = +0,94$ т (отсос).

Реакцией от собственного веса колонны и подкрановых балок пренебрегаем ввиду ее незначительности. Реакция верхней опоры колонны (по оси А) при ее единичном смещении равна (см.табл.3.2)

$$r = \frac{KE_{\delta}J_{H}}{H^{3}} = \frac{2,77 \cdot 0,265 \cdot 10^{7} \cdot 213 \cdot 10^{-4}}{10,95^{3}} = 120 \text{ т/м};$$

колонны по оси Б

$$r = \frac{2,77 \cdot 0,315 \cdot 10^{7} \cdot 213 \cdot 10^{-4}}{10,95^{3}} = 140 \text{ т/м}.$$

Реакция верхней упругой опоры колонны по оси А при действии суммарной ветровой нагрузки определяется по формуле (3.5)

$$R_K = R_K^0 - \left(\sum_1^m R_i^0 - W\right)\frac{\eta_i}{\sum_1^m \eta_i} =$$

$$= -2,47-(-4.2,47-2,I,24 - 4.I,88-2.0,94-97,0)x$$

$$x \frac{I20}{I20.I2 + I40.30} = +0,06 \text{ т (ветер слева направо)}$$

$$R = I,88-(4,2,47+2.I,24+4.I,88+2.I,88+97,0)x$$

$$x \frac{I20}{I20.I2+I40.30} = -0,65 \text{ т (ветер справа налево).}$$

В колонне по оси Б

$$R = -(\pm 4.2,47 \pm 2.I,24 \pm 4.I,88 \pm 2.0,94-97,0)x$$

$$x \frac{I40}{I20.I2 + I40x30} = \mp 2,95 \text{ т.}$$

Вычисленные значения реакции верхней опоры колонн от нагрузок сведены в табл.3.9.

Свободные температурные перемещения стропильных ферм Δ_t определяются по формуле (3.I).

Для точки, соответствующей колоннам по оси А,

$$\Delta_t = 0,8\,\alpha t_p y = -0,8.I,2.I0^{-5}.40.3.30 = 3,44.I0^{-2} \text{ м.}$$

Для точки, соответствующей колоннам по оси Б,

$$\Delta_t = -0,8.I,2.I0^{-5}.40.2.30 = -2,3I.I0^{-2} \text{ м.}$$

Свободное удлинение нижних поясов стропильных ферм $\Delta_\varkappa$ определяется по формуле (3.3)

$$\Delta_\varkappa = \varepsilon_\varkappa \cdot y \cdot K_\varkappa.$$

Коэффициент $K_\varkappa$, учитывающий стадию нагружения, при расчете с учетом снеговой нагрузки равен

$$K_\varkappa = \frac{0,6\ q_{покр} + 0,9\ q_{снег}}{0,6 \cdot q_{покр} + 0,9 q_{снег} + 0,9 q_{пгр}} =$$

$$= \frac{0,6 \cdot 0,32 + 0,9 \cdot 0,2}{0,6 \cdot 0,32 + 0,9 \cdot 0,2 + 0} = 1,0,$$

без учета снеговой нагрузки

$$K_x = \frac{0,6 \cdot 0,32}{0,6 \cdot 0,32 + 0,9 \cdot 0,2} = 0,52.$$

Для точки, соответствующей колоннам по оси А, при расчете с учетом снеговой нагрузки

$$\Delta_x = -5 \cdot 10^{-4} \cdot 3 \cdot 30 \cdot 1 = -4,5 \cdot 10^{-2} \text{ м},$$

без учета снеговой нагрузки

$$\Delta_x = -5 \cdot 10^{-4} \cdot 3 \cdot 30 \cdot 0,52 = -2,34 \cdot 10^{-2} \text{ м}.$$

Для точки, соответствующей колоннам по оси Б, при расчете с учетом снеговой нагрузки

$$\Delta_x = -5 \cdot 10^{-4} \cdot 2 \cdot 30 \cdot 1 = -3,0 \cdot 10^{-2} \text{ м},$$

без учета снеговой нагрузки

$$\Delta_x = -5 \cdot 10^{-4} \cdot 2 \cdot 30 \cdot 0,52 = -1,56 \cdot 10^{-2} \text{ м}.$$

Реакция верхней опоры колонны от температурных воздействий R_t и удлинения нижних поясов стропильных ферм R_x определяется по формулам (3.9) и (3.9а)

$$R_t = \Delta_t \cdot \tau^{\partial\Lambda} \cdot K_y \qquad \text{и} \qquad R_x = \Delta_x \cdot \tau^{\partial\Lambda} \cdot K_y .$$

Здесь при определении $\tau^{\partial\Lambda}$ (см.табл.3.2) следует принимать жесткость колонны $B = 0,4\ E_б J_б$ или $B = 0,5\ E_б J_б$ в зависимости от величины $\frac{N}{\beta h_0 R_u}$. Так как на данной стадии расчета эта величина неизвестна, то определяем реакцию для обоих случаев. Расчет приведен в табл.3.10. Коэффициент K_y принимается равным 1, так как число пролетов не превышает шести, следова-

Таблица 3.IO

Определение реакции верхней опоры колонн от вынужденных перемещений

Колонны по оси	Смещение верха колонн, м Δ_y			Величина $\frac{N}{\delta h_0 R_u}$	Жесткость нижнего участка B, тм^2	$r^{sn}=\frac{KB}{H^3}$, т/м	Реакция верха колонн, т		
	Δ_t	с учетом снеговой нагрузки	без учета снеговой нагрузки				$R_t=\Delta_t \cdot r^{sn}$	$R_{\Sigma}=\Delta_{\Sigma} \cdot r^{sn}$ с учетом снега	$R_{\Sigma}=\Delta_{\Sigma} \cdot r^{sn}$ без учета снега
А	$-3,44.10^{-2}$	$-4,5.10^{-2}$	$-2,34.10^{-2}$	$\leq 0,55$	$22,6.10^3$	47,6	-I,64	-2,I5	-I,II
				$>0,55$	$28,2.10^3$	59,5	-2,05	-2,68	-I,39
Б	$-2,3I.10^{-2}$	$-3,0.10^{-2}$	$-I,56.10^{-2}$	$\leq 0,55$	$26,9.10^3$	56,7	-I,3I	-I,70	-I,89
				$>0,55$	$38,6.10^3$	70,9	-I,64	-2,I3	-I,II

тельно, и податливость ригеля незначительно сказывается на величине реакции (см. п.3.7).

П. Определение усилий в сечениях колонн

Усилия в сечении I-I и П-П колонн подсчитываются как для консоли, загруженной местными нагрузками, и реакцией верхней опоры.

Усилия от постоянной нагрузки (вес покрытия, стен, колонн и подкрановых балок) в колоннах по оси А, в сечении I-I

$$M = 66,5\,(0,15-0,1)+13,3(-0,45-0,1) - 0,81.10,95+1,06.$$
$$.10,95 = -1,3 \text{ тм};$$

$$N = 66,5+13,3+14,0 = 93,8 \text{ т};$$

в сечении П-П

$$M = 66,5.0,15+13,3(-0,45)-0,81.4,2+1,06.4,2 = 5,1 \text{ тм};$$

$$N = 66,5+13,3 = 79,8 \text{ т};$$

в колоннах по оси Б, в сечении I-I $M=0$;

$$N = 133,0 + 17,0 = 150,0 \text{ т};$$

в сечении П-П

$$M = 0; \quad N = 133,0 \text{ т},$$

Усилия от постоянной нагрузки без учета коэффициента перегрузки (для сочетаний нагрузок, соответствующих действию в сечении колонны минимальной продольной силы N_{min}) в колоннах по оси А, в сечении I-I

$$M = 58,0(0,15-0,10)+12,1(-0,45-0,1) - \frac{0,81}{1,15} \cdot 10,95 +$$
$$+ \frac{1,06}{1,1} \cdot 10,95 = -1,0 \text{ тм};$$

$$N = 58,0+12,1+12,7 = 82,8 \text{ т};$$

в сечении П-П

$$M = 58,0.0,15+12,1(-0,45) - \frac{0,81}{1,15} \cdot 4,2 + \frac{1,06}{1,1} \cdot 4,2 =$$

$$= 4,4 \text{ тм};$$

$N = 58,0+12,1 = 70,1$т;

в колоннах по оси Б, в сечении I-I

$M = 0$; $N = 116,0+15,4 = 131,4$ т;

в сечении П-П

$M = 0$; $N = 116,0$ т.

Усилия от снеговой нагрузки в колоннах по оси А, в сечении I-I $M = 50,4\ (0,15-0,10)-0,61.10,95 = -4,2$ тм,

$N = 50,4$ т;

в сечении П-П

$M = 50,4.0,15-0,61.4,2 = 5,0$ тм; $N = 50,4$ т;

в колоннах по оси Б, в сечении I-I и П-П

$M = 0$; $N = 101,0$ т.

Усилия от вертикальной крановой нагрузки в колоннах по оси А, в сечении I-I

$M = 90,3.0,6-5,85.10,95 = -9,8$ м; $N = 90,3$ т;

в сечении П-П

$M = -5,85.4,2 = -24,6$ тм; $N = 0$;

в колоннах по оси Б при кранах в одном пролете, в сечении I-I

$M = \pm 90,3.0,75 \mp 7,3.10,95 = \mp 12,2$ тм; $N = 90,3$ т;

в сечении П-П

$M = \mp 7,3.4,2 = \mp 30,7$ тм; $N = 0$;

в колоннах по оси Б при кранах в двух пролетах, в сечении I-I

$M = 0; N = 2.90,3 = 180,6$ т;

в сечении II-II

$M = 0; N = 0.$

Усилия от горизонтальной крановой нагрузки (торможения тележек кранов) в колоннах на оси А и Б в сечении I-I

$M = \pm 2,5.(10,95-2,8) \mp 1,48.10,95 = \pm 4,2$ тм; $N = 0$;

в сечении II-II

$M = \mp 1,48.4,2 = \mp 6,2$ тм; $N = 0.$

Усилия от ветровой нагрузки в колоннах по оси А при ветре слева направо (напор) в сечении I-I

$$M = \frac{0,52.10,95^2}{2} + 0,06.10,95 = 31,9 \text{ тм};$$

в сечении II-II

$$M = \frac{0,52.4,2^2}{2} + 0,06.4,2 = 4,9 \text{ тм};$$

при ветре справа налево (отсос) в сечении I-I

$$M = -\frac{0,4.10,95^2}{2} - 0,65.10,95 = -31,1 \text{ тм};$$

в сечении II-II

$$M = -\frac{0,4.4,2^2}{2} - 0,65.4,2 = -6,3 \text{ тм};$$

в колоннах по оси Б в сечении I-I

$M = \pm 2,95.10,95 = \pm 32,3$ тм;

в сечении II-II

$M = \pm 2,95.4,2 = \pm 12,4$ тм.

Определение усилий от температурных воздействий и удлинения нижних поясов стропильных ферм приведено в табл. 3.11.

Усилия в колоннах от всех нагрузок и воздействий сведены в табл.3.12.

Таблица 3.II

Определение усилий от вынужденных перемещений

Колонны по оси	Величина $\frac{N}{bh_0R_u}$	Реакция верха колонн, т: R_t	Реакция верха колонн, т: R_x с учетом снеговой нагрузки	Реакция верха колонн, т: R_x без учета снеговой нагрузки	Сечение	Расстояние от сечения до верха колонны, x, м	Момент $M=R\cdot X$, тм: от R_t	Момент $M=R\cdot X$, тм: от R_x с учетом снеговой нагрузки	Момент $M=R\cdot X$, тм: от R_x без учета снеговой нагрузки
А	≤ 0,55	-I,64	-2,I5	-I,II	I-I	I0,95	-I8,0	-23,6	-I2,2
					II-II	4,2	-6,9	-9,0	-4,7
	> 0,55	-2,05	-2,68	-I,39	I-I	I0,95	-22,5	-29,4	-I5,2
					II-II	4,2	-8,6	-II,3	- 5,8
Б	≤ 0,55	-I,3I	-I,70	-0,89	I-I	I0,95	-I4,4	-I8,7	- 9,8
					II-II	4,2	-5,5	-7,2	-3,8
	> 0,55	-I,64	-2,I3	-I,II	I-I	I0,95	-I8,0	-23,4	-I2,2
					II-II	4,2	-6,9	-9,0	-4,7

Колонны по оси	Сечение	Вид усилия	Усилия				
			веса покрытия, стен, колонн, подкрановых балок (постоянная нагрузка) x/	веса снега	кранов в одном пролете (верт. нагр.)	кранов в двух пролетах (верт. нагр.)	торможения тележек кранов
А	I-I	$M_{(тм)}$	-I,3/-I,0/	-4,2	-9,8	-	±4,2
		$N_{(т)}$	93,8/82,8/	50,4	90,3	-	0
	II-II	$M_{(тм)}$	5,I/4,4/	5,0	-24,6	-	∓6,2
		$N_{(т)}$	79,8/70,I/	50,4	0	-	0
Б	I-I	$M_{(тм)}$	0	0	∓I2,2	0	±4,2
		$N_{(т)}$	I50,0/I3I,4/	I0I,0	90,3	I80,6	0
	II-II	$M_{(тм)}$	0	0	∓30,7	0	∓6,2
		$N_{(т)}$	I33,0/II6,0/	I0I,0	0	0	0

x/ В скобках приведены значения усилий без учета коэффици

Постоянные нагрузки (вес покрытия, стен, колонн и подкрановых балок) и воздействия от удлинения нижних поя - сов ферм относятся к длительно действующим, остальные - к кратковременным.

В дальнейшем продольная сила и момент от длительно действующих нагрузок и воздействий обозначаются $N_{дл}$ и

Таблица 3.I2

сечениях колонн

от воздействия							
ветровой нагрузки		температурного при		удлинении поясов ферм			
слева (напор)	справа (отсос)	$\frac{N}{bh_0R_u} \leq 0,55$	$\frac{N}{bh_0R_u} > 0,5$	$\frac{N}{bh_0R_u} \leq 0,55$		$\frac{N}{bh_0R_u} > 0,55$	
				с учетом снеговой нагрузки	без учета снеговой нагрузки	с учетом снеговой нагрузки	без учета снеговой нагрузки
3I,9	-3I,I	-I8,0	-22,5	-23,6	-I2,2	-29,4	-I5,2
0	0	0	0	0	0	0	0
,9	-6,3	-6,9	-8,6	-9,0	-4,7	-II,3	-5,8
0	0	0	0	0	0	0	0
32,3	-32,3	-I4,4	-I8,0	-I8,7	-9,8	-23,4	-I2,2
0	0	0	0	0	0	0	0
I2,4	-I2,4	-5,5	-6,9	-7,2	-3,8	-9,0	-4,7
0	0	0	0	0	0	0	0

ента перегрузки.

$M_{дл}$, продольная сила от кратковременных - N_K.

Расчетная длина колонн l_o принимается по табл. 3.8.

Без учета крановых нагрузок

- для подкрановой (нижней) части колонны

$l_o = I,2H = I,2 \cdot I0,95 = I3,I5$ м; гибкость $\frac{l_o}{h} = \frac{I3,I5}{0,8} = I6,5$;

$m_{дл} = 0,88$ (см. табл.2I СНиП П-В.I-62);

- для надкрановой (верхней части колонны $l_0 = 2,0H_в =$
$= 2,0 \cdot 4,2 = 8,4$ м; $\frac{l_0}{h} = \frac{8,4}{0,6} = 14,0$; $m_{g1} = 0,93$.

При учете крановых нагрузок

- для подкрановой части колонны

$l_0 = 1,5H_н = 1,5 \cdot 6,75 = 10,15$ м; $\frac{l_0}{h} = \frac{10,15}{0,8} = 12,7$;

$m_{g1} = 0,95$;

- для надкрановой части колонны

$l_0 = 2,0H_в = 2,0 \cdot 4,2 = 8,4$ м; $\frac{l_0}{h} = \frac{8,4}{0,6} = 14,0$;

$m_{g1} = 0,93$.

III. Определение усилий в сечениях колонн при различных сочетаниях нагрузок

Колонны крайнего ряда по оси А.

Сечение I-I

а) Рассматривается сочетание нагрузок - "постоянная + + ветровая + температурная + удлинение поясов ферм", вызывающее в сечении минимальную продольную силу и соответствующий максимальный момент.

Здесь продольная сила принимается без учета длительности действия нагрузки, т.е. без замены $N_{gA} + N_K$ на N_n, так как эта замена приводит к увеличению продольной силы в колонне. Усилия принимаются по табл.3.12 без коэффициента перегрузки.

Выявляем случаи внецентренного сжатия (см.п.4.86 "Инструкции по проектированию железобетонных конструкций", изд 1968 г.)

$$\alpha = \frac{N}{R_u b h_0} = \frac{82,8}{1000 \cdot 0,5 \cdot (0,8-0,04)} = 0,218 < \alpha_{max} =$$

= 0,55, следовательно, рассматривается первый случай внецентренного сжатия.

Тогда, $M = -1,0-12,2+(-31,1-18,0).0,9 = -57,4$,

здесь 0,9 - коэффициент сочетания кратковременных нагрузок, а направление ветра выбрано таким образом, чтобы суммарный момент M достиг наибольшего абсолютного значения.

Далее по СНиП II-B.I-62* или "Инструкции по проектированию железобетонных конструкций" определяется коэффициент продольного изгиба η, принимая $\ell_0 = 13,15$ м, после чего находится эксцентриситет приложения продольной силы (см.п.3.16)

$$e_0 = \frac{(M - K \cdot M_t - M_{\text{ж}})\eta + KM_t + M_{\text{ж}}}{N} =$$

$$= \frac{(-57,4+0,9.18,0+12,2)\eta \quad -0,9.18,0-12,2}{82,8} =$$

$$= \frac{-29,0 \quad \eta \quad -28,4}{82,8}$$

и производится подбор арматуры.

б) Рассматривается сочетание нагрузок - "постоянная + снеговая + крановая + ветровая + температурная + удлинение поясов ферм", вызывающее в сечении максимальную продольную силу и соответствующий максимальный момент.

$N_{дл} = 93,8$ т; $N_к = (50,4+90,3)0,9 = 126,6$ т.

Вычисляем по формуле (II4) СНиП II-B,I-62 значение коэффициента $m_{з.дл}$

$$m_{здл} = \frac{m_{дл} + 2\dfrac{e_{0.дл}}{h_н}}{1+2\dfrac{e_{дл}}{h_н}} = \frac{0,95+2.\dfrac{1,3}{93,8.0,8}}{1+2.\dfrac{1,3}{93,8.0,8}} = 0,952.$$

Так как эксцентриситет $e_{0д}$ приложения длительно действующей продольной силы $N_{дл}$ незначителен и, следовательно, $m_{э.дл} \approx m_{дл}$ то здесь и далее принимается $m_{э.дл} = m_{дл}$.

$$N_п = \frac{N_{дл}}{m_{э.дл}} + N_к = \frac{93,8}{0,95} + 126,6 = 225,4 \text{ т}.$$

Выявляем случай внецентренного сжатия

$$\alpha = \frac{225,4}{1000.0,5.(0,8-0,04)} = 0,594 > 0,55;$$

следовательно, рассматривается второй случай внецентренного сжатия. Тогда $M_{дл} = -1,3$; $M = -29,4-(-4,2-9,8-4,2-31,1-22,5).0,9 = -95,8$ тм.

Далее, принимая $e_0 = 10,15$ м, вычисляется коэффициент продольного изгиба η, после чего находится эксцентриситет приложения продольной силы (см.п.3.16)

$$e_{оп} = \frac{[M+M_{дл}(\frac{1}{m_{э.дл}}-1)-KM_t-M_ж]\eta+KM_t+M_ж}{N_п} =$$

$$= \frac{[-95,3-1,3(\frac{1}{0,95}-1)+0,9.22,5+29,4]\eta - 0,9.22,5-29,4}{225,4} =$$

$$= \frac{-45,7\eta - 49,6}{225,4}$$

и производится подбор арматуры.

Сечение II-II

в) Рассматривается сочетание нагрузок - "постоянная + крановая + ветровая + температурная + удлинение поясов ферм", вызывающее в сечении минимальную продольную силу и соответствующий максимальный момент

$$N = 70,1 \text{ т};$$

$$\alpha = \frac{70,1}{1000.0,5(0,6-0,04)} = 0,25 < 0,55,$$ следовательно, рассматривается первый случай внецентренного сжатия.

Тогда $M = 4,4-4,7+(-24,6-6,2-6,3-6,9).0,9 = -39,9$ тм.

Далее, принимая $e_o = 8,4$, вычисляется коэффициент η, после чего находится e_o

$$e_o = \frac{(-39,9+0,9.6,9+4,7)\,\eta \quad -0,9.6.9-4,7}{70,1} =$$

$$= \frac{-20,0\,\eta \qquad -10,9}{70,1}$$

и производится подбор арматуры.

г) Рассматривается сочетание нагрузок "постоянная + снеговая + крановая + ветровая + температурная + удлинение поясов ферм", вызывающее в сечении максимальную продольную силу и максимальный момент

$N_{сн} = 79,8$ т; $N_{кр} = 50,4.0,9 = 45,4$ т;

$$N_n = \frac{79,8}{0,98} + 45,4 = 131,2 \text{ т};$$

$$\alpha = \frac{131,2}{1000.0,5(0,6-0,04)} = 0,47 < 0,55,$$ следовательно, рассматривается первый случай внецентренного сжатия, а так как при первом случае внецентренного сжатия с увеличением продольной силы условия работы сечения улучшаются то учитывая наличие сочетания нагрузок "$в$" (с минимальной продольной силой), данное сочетание нагрузок явно не будет расчетным и дальнейший расчет не проводится.

Колонны среднего ряда по оси Б.

Сечение I-I

д) Рассматривается сочетание нагрузок - " постоянная + ветровая + температурная + удлинение поясов ферм", вызыва - ющее в сечении минимальную продольную силу и соответствую - щий максимальный момент

$N = 131,4$ т

$$\alpha = \frac{131,4}{1600.0,5(0,8-0,04)} = 0,216 < 0,55,$$

следовательно, рассматривается первый случай внецентренного сжатия.

Тогда $M = (-32,3-14,4).0,9-9,8 = -51,8$ тм.

Далее, принимая $\ell_0 = 13,15$ м, вычисляется коэффициент η, после чего находится e_0

$$e_0 = \frac{(-51,8+0,9.14,4+9,8)\ \eta\ -0,9.14,4-9,8}{131,4} =$$

$$= \frac{-29,0\ \eta\ -22,8}{131,4}$$

и производится подбор арматуры.

е) Рассматривается сочетание нагрузок - "постоянная + снеговая + крановая (в двух пролетах) + ветровая + температурная + удлинение поясов ферм" , вызывающее в сечении максимальную продольную силу и соответствующий максимальный момент.

$N_{gn} = 150,0$ т; $N_к = (101,0+180,6).0,8 = 225,3$ т;

$$N_n = \frac{150,0}{0,95} + 225,3 = 383,0 \text{ т};$$

$$\alpha = \frac{383,0}{1600.0,5(0,8-0,04)} = 0,63 > 0,55$$

следовательно, рассматривается второй случай внецентренного сжатия.

Тогда $M_{gA} = 0$; $M = (-4,2-32,3-18,0)0,8-23,4 = -67,0$ тм

$$e_o = \frac{(-67,0+0,8.18,0+23,4)\ \eta\ -0,8.18,0-23,4}{383,0} =$$

$$= \frac{-29,2\ \eta\ -37,8}{383,0}$$

и производится подбор арматуры.

ж) Рассматривается сочетание нагрузок - "постоянная + + снеговая + крановая (в одном пролете) + ветровая + температурная + удлинение поясов ферм", вызывающее в сечении максимальный момент и соответствующую максимальную продольную силу

$N_{gA} = 150,0$ т; $N_K = (101,0+90,8).0,9 = 172,2$ т;

$$N_n = \frac{150,0}{0,95} + 172,2 = 330,0 \text{ т};$$

$$\alpha = \frac{330,0}{1600.0,5(0,8-0,04)} = 0,55 \geqslant 0,55,$$ рассматривается второй случай внецентренного сжатия.

Тогда $M = (-12,2-4,2-32,3-18,0)0,9-23,4 = -83,4$ тм;

$$e_o = \frac{(-83,4+0,9.18,0+23,4)\ \eta\ -0,9.18,0-23,4}{330,0} =$$

$$= \frac{-43,8\ \eta\ -39,6}{330,0}$$

и производится подбор арматуры.

з) Рассматривается сочетание нагрузок - "постоянная + крановая (в одном пролете) + ветровая + температурная + удлинение поясов ферм", вызывающее в сечении максимальный момент и соответствующую минимальную продольную силу

$N = 131,4$ т + 90,3 . 0,9 = 212,6 т;

$$\alpha = \frac{212,6}{1600.0,5(0,8-0,04)} = 0,349 < 0,55 \text{ т},$$

следовательно, рассматривается первый случай внецентренного сжатия.

Тогда $M = (-12,2-4,2-32,3-14,4).0,9-9,8 = -66,6$ тм;

$$e_o = \frac{(-66,6+0,9.14,4+9,8)\ \eta - 0,9.14,4-9,8}{212,6} =$$

$$= \frac{-43,8\ \eta\ -22,8}{212,6}$$

и производится подбор арматуры.

Сечение II-II

и) Рассматривается сочетание нагрузок - "постоянная + крановая (в одном пролете) + ветровая + температурная + удлинение поясов ферм", вызывающее в сечении минимальную продольную силу и соответствующий максимальный момент

$N = 116,0$ т; $\alpha = \frac{116,0}{1600.0,5(0,6-0,04)} = 0,259 < 0,55$,

следовательно, рассматривается первый случай внецентренного сжатия.

Тогда $M = (-30,7-6,2-12,4-5,5).0,9-3,8 = -53,1$ тм;

$$e_o = \frac{(-53,1+0,9.5,5+3,8)\ \eta\ -0,9.5,5-3,8}{116,0} =$$

$$= \frac{-44,4\ \eta\ -8,7}{116,0}$$

и производится подбор арматуры.

к) Рассматривается сочетание нагрузок - "постоянная + снеговая + крановая (в одном пролете) + ветровая + температурная + удлинение поясов ферм", вызывающее в сечении максимальную продольную силу и соответствующий максимальный момент

$N_{эл} = 133,0$ т; $N_к = 101,0.0,9 = 90,9$ т;

$$N_n = \frac{183,0}{0,98} + 90,9 = 234,0 \text{ т};$$

$$\alpha = \frac{234,0}{1600.0,5(0,6-0,04)} = 0,52 < 0,55,$$ рассматривается первый случай внецентренного сжатия.

Тогда $M = (-30,7-6,2-12,4-5,5).0,9-7,2=-56,5$ тм;

$$e_0 = \frac{(-56,5+0,9.5,5+7,2)\ h \quad -0,9.5,5-7,2}{133,0+90,9} =$$

$$= \frac{-44,4\ h \ -12,1}{123,9}$$

и производится подбор арматуры.

Окончательное назначение арматуры в рассматриваемых сечениях производится после расчета колонн в плоскости продольной рамы и проверки на центральное сжатие, с учетом расчета в других стадиях работы (транспортирование, монтаж и т.п.), а также всех конструктивных требований.

Пример расчета каркаса здания с двухветвевыми колоннами

Дано: Трехпролетное производственное здание (рис. 3.11, 3.12)*. Отметка низа стропильных ферм 12,6 м. Отметка верха стакана фундамента 0,15 м. Пролеты по 18 м. Расстояние между поперечными температурными швами 60 м. Шаг колонн по крайним рядам 6 м, по средним рядам 12 м (с подстропильными фермами). Краны легкого режима работы, грузоподъемностью 10 т. Подкрановые балки разрезные. Стены панельные, навесные. Покрытие из железобетонных крупнопанельных плит. По весу снегового покрова и по величине

* См.стр. 136, 137

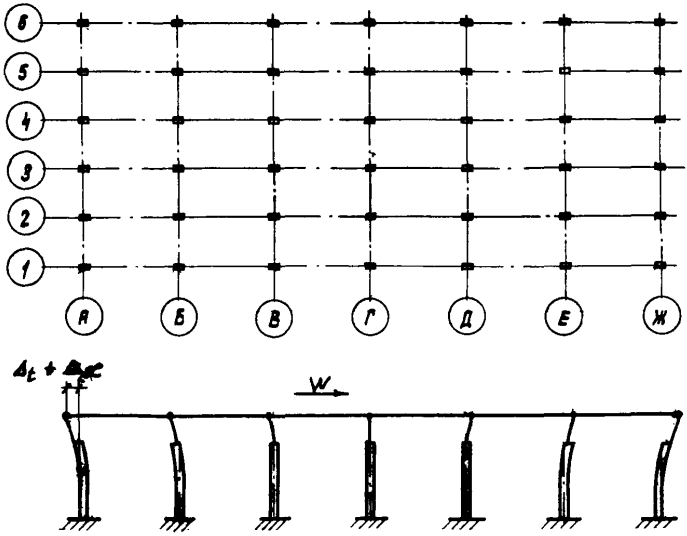


Рис.3.9. План и расчетная схема каркаса

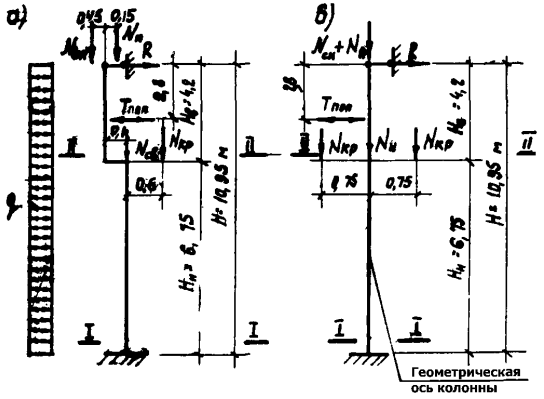


Рис.3.10. Схемы нагрузок на колонны
а – по оси А; б – по осям Б,В,Г,Д,Е

ветровой нагрузки здание располагается в У географическом районе. Вес покрытия - 280 кг/м^2 (фермы, плиты, утеплитель, кровля и т.д.).

Опалубочные размеры колонн приведены на рис.3.I3. Марка бетона 300, R_u = I60 кг/см^2. Рабочая арматура из стали А-III, R_a = 3400 кг/см^2. Армирование симметричное. Расстояние от грани ветви до центра тяжести арматуры $a = a' = 4$ см. Нагрузки на колонны приведены в таблице 3.I3, схемы приложения нагрузок - на рис. 3.I4.* Расчетная ветровая нагрузка на надколонную часть здания W = I44 т (в пределах температурного блока).

Требуется:

Определить усилия в ветвях и распорке нижней панели колонн по крайним и средним рядам от нагрузок, действующих в плоскости поперечной рамы.

I. Статический расчет каркаса здания

Расчетная схема рамы и схемы колонн приведены на рис. 3.I5 и 3.I6.

Определяются смещения верха свободно стоящей колонны $\delta_{11}, \delta_{1N1}, \delta_{1N2}, \delta_{1M}, \delta_{1T}, \delta_{1q}$. Смещение δ_{11} от единичной горизонтальной силы в уровне верха колонны определяется по формуле (3.I4)

$$\delta_{11} = \frac{H_u^3}{3E_b J_u}\left[\left(\frac{H_e}{H_u}\right)^3 \cdot \frac{J_u}{J_e} + \frac{1}{8n^2} + \frac{(n-1)e_1}{2n^2 H_u} \cdot \frac{J_u}{J_p} + \frac{h^2}{8e_1^2}\left(\frac{H_e^2}{H_u^2} + \frac{H_e}{H_u} + 0{,}32\right)\right]$$

Здесь и далее для колонны крайнего ряда:

момент инерции ветви J_u = 3,33.I0^4 см^4;

момент инерции верхнего участка J_e = 22,86.I0^4 см^4;

момент инерции рядовой распорки J_p = 26,65.I0^4 см^4;

* См.стр. 137, 138

Таблица 3.13

Нагрузки на колонны

Колонны по оси	Вид нагрузки	Нормативная нагрузка	Коэффициент перегрузки	Расчетная нагрузка	Реакция верхней опоры колонны, т[x]
А	**От веса (т)**				
	- покрытия ($N_п$)	I5,I	I,I-I,2	I7,0	+0,44
	- стен ($N_{ст}$)	4,9	I,I	5,4	+0,4I
	- снега ($N_{сн}$)	I0,8	I,4	I5,I	+0,39
	- колонны и подкран. балок ($N_{св}$)	I2,0	I,I	I3,2	-
	Крановая (т)				
	- вертикальная ($N_{кр}$)	25,8	I,2	3I,0	-0,49
	- горизонтальная ($T_{пол}$)	∓0,7	I,2	∓0,84	∓0,44
	Ветровая (т/м.п.)				
	- напор ($q_н$)	0,34	I,2	0,4I	0,56[xx]
	- отсос ($q_о$)	-0,255	I,2	- 0,3I	-0,98[xx]
Б	**От веса (т)**				
	- покрытия (с учетом веса подстропильной фермы) ($N_п$)	7I,8	I,I-I,2	80,3	-
	- снега ($N_{сн}$)	43,2	I,4	60,4	-
	- колонны и подкрановых балок ($N_{св}$)	24,5	I,I	26,8	-
	Крановая (т)				
	- вертикальная ($N_{кр}$) (краны с одного пролета)	39,0	I,2	46,8	∓2,20
	- горизонтальная ($T_{пол}$)	∓I,I	I,2	∓I,3	∓0,69
	Ветровая (т)				∓6,55[xx]

[x] Реакции получены из статического расчета рамы (см.ниже).

[xx] Реакции верхней опоры колонны определены от совместного действия ветровой распределенной (q) и сосредоточенной (W) нагрузки на каркас здания. Увеличение интенсивности ветровой нагрузки по высоте учтено при определении величины W.

число панелей двухветвевой части $n_1 = 4$.

Для колонн среднего ряда соответственно

$$J_u = 11{,}25 \times 10^4; \quad J_в = 90 \times 10^4; \quad J_р = 26{,}65 \times 10^4; \quad n_1 = 4.$$

Для колонн крайнего ряда

$$\delta_н = \frac{8{,}65^3 \times 10^6}{E_б \times 3 \times 3{,}33 \times 10^4}\left[\left(\frac{4{,}1}{8{,}65}\right)^3 \cdot \frac{3{,}33\ 10^4}{22{,}86 \cdot 10^4} + \frac{1}{8 \times 4^2} + \right.$$

$$+ \frac{(4-1)0{,}4}{2 \times 4^2 \times 8{,}65} \times \frac{3{,}33 \times 10^4}{26{,}65 \times 10^4} + \frac{0{,}2^2}{3 \times 0{,}4^2}\left(\frac{4.1^2}{8{,}65^2} + \frac{4{,}1}{8{,}65} + \right.$$

$$\left.\left. + 0{,}32)\right] = \frac{356}{E_б} \ \frac{см}{кг}.$$

Для колонны среднего ряда

$$\delta_н = \frac{8{,}25^3 \times 10^6}{E_б \times 3 \times 11{,}25 \times 10^4}\left[\left(\frac{4{,}5}{8{,}25}\right)^3 \cdot \left(\frac{11{,}25 \times 10^4}{90 \times 10^4} + \frac{1}{8 \times 4^2} + \right.\right.$$

$$+ \frac{(4-1) \cdot 8{,}55}{2 \times 4^2 \times 8{,}25} \cdot \frac{11{,}25 \times 10^4}{26{,}65 \times 10^4} + \frac{0{,}3^2}{8 \times 0{,}55^2}\left(\frac{4{,}5^2}{8{,}25^2} + \frac{4{,}5}{8{,}25} + \right.$$

$$\left.\left.\left. + 0{,}32)\right] = \frac{123}{E_б} \ \frac{см}{кг}.\right.$$

Смещение δ_{1N2} от продольной силы $N_2 = N_{кв}$, приложенной в месте изменения сечения, определяется по формуле (3.15)

$$\delta_{1N2} = \frac{H_н^3}{3E_б J_u} \cdot \frac{0{,}75}{1 + \frac{12 e_1^2}{h^2}} \cdot \frac{2H_в + H_н}{H_н^2} \cdot N_2 e_0$$

Для колонн крайнего ряда

$$\delta_{1N2} = \frac{8{,}65^3 \times 10^6}{E_б 3 \times 3{,}33 \times 10^4} \cdot \frac{0{,}75}{1 + \frac{12 \times 0{,}4^2}{0{,}2^2}} \cdot \frac{2 \times 4{,}1 + 8{,}65}{8{,}65^2 \times 10^2} \cdot N_{кв} e_0 =$$

$$= \frac{0{,}224\ N_{кр} e_0}{E_б} \ \frac{1}{кг}.$$

Для колонн среднего ряда

$$\delta_{1N2} = \frac{8,25^3 \times 10^6}{E_\delta \times 3 \times 11,25 \times 10^4} \cdot \frac{0,75}{1 + \frac{12 \times 0,55^2}{0,3^2}} \cdot \frac{2 \times 4,5 \times 8,25 \cdot N_{кр} e_0}{8,25^2 \times 10^2}$$

$$= \frac{0,0767\, N_{кр} e_0}{E_\delta} \quad \frac{1}{кг}.$$

Смещение δ_{1N1} от продольной силы N_1, приложенной в уровне верха колонны, определяется также по формуле (3.15), принимая для колонн по оси А эксцентриситет $e_0 = -31$ см

$$\delta_{1N1} = \frac{0,224\, N_1 e_0}{E_\delta} = \frac{0,224\, N_1 (-31)}{E_\delta} = -\frac{6,95\, N_1}{E_\delta} \quad \frac{1}{кг}.$$

Смещение δ_{1T} от горизонтальной силы торможения тележки крана Т, приложенной к надкрановой части колонны на высоте α от уровня верхней распорки, определяется по формуле (3.16)

$$\delta_{1T} = \frac{T H_H^3}{3 E_\delta J_u}\left[\frac{1}{8 n_1^2} + \frac{(n_1-1)e_1}{2 n_1^2 H_H} \cdot \frac{J_u}{J_p} + \frac{h^2}{8 e_1^2}\left(\frac{H_B}{2 H_H} + 0,32\right) + \frac{h^2}{8 e_1^2}\left(\frac{\alpha}{2 H_H} + \frac{\alpha H_B}{H_H^2}\right)\right]$$

Для колонн крайнего ряда

$$\delta_{1T} = \frac{T \times 8,65^3 \times 10^6}{E_\delta 3 \times 3,33 \times 10^4}\left[\frac{1}{8 \times 4^2} + \frac{(4-1)\,0,4}{2 \times 4^2 \times 8,65} \cdot \frac{3,33 \times 10^4}{26,65 \times 10^4} + \right.$$

$$\left. + \frac{0,2^2}{8 \times 0,4^2}\left(\frac{4,1}{2 \times 8,65} + 0,32 + \frac{1}{2 \times 8,65} + \frac{4,1}{8,65^2}\right)\right] =$$

$$= \frac{188T}{E_\delta} \quad \frac{см}{кг}.$$

Для колонн среднего ряда

$$\delta_{1T} = \frac{T 8,25^3 \times 10^6}{E_\delta 3 \times 11,25 \times 10^4}\left[\frac{1}{8 \times 4^2} + \frac{(4-1)0,55}{2 \times 4^2 \times 8,25} \cdot \frac{11,25 \times 10^4}{26,65 \times 10^4} + \right.$$

$$+\frac{0,3^2}{8x0,55^2}\left(\frac{(4,5)}{2x8,25}+0,32+\frac{I,4}{2x8,25}+\frac{I,4x4,5}{8,25}\right)\Bigg]=$$

$$=\frac{65T}{E_\delta}\ \frac{см}{кг}\ .$$

Смещение δ_{1M} от момента М в верхнем сечении колонны определяется по формуле (3.I7)

$$\delta_{1M}=\frac{M^x H_H^2}{3E_\delta J_u}\left[\frac{3}{2}\frac{H_B^2}{H_H^2}\cdot\frac{J_u}{J_B}+\frac{h^2}{8e_1^2}\left(\frac{H_B}{H_H}+0.5\right)\right]$$

Для колонн крайнего ряда

$$\delta_{1M}=\frac{M^x\cdot 8,65^2xI0^4}{E_\delta\ 3x3,33xI0^4}\left[\frac{3}{2}\cdot\frac{4,I^2}{8,65^2}\cdot\frac{3,33xI0^4}{22,86xI0^4}+\frac{0,2^2}{8.0,4^2}x\right.$$

$$\left.x\left(\frac{4,I}{8,65}+0,5\right)\right]=\frac{0,595M^x}{E_\delta}\ \frac{I}{кг}\ .$$

Смещение δ_{1q} от горизонтальной равномерно распределенной нагрузки q по всей высоте колонн определяется по формуле (3.I8)

$$\delta_{1q}=\frac{qH_H^3}{3E_\delta J_u}\left\{\left(\frac{H_B}{H_H}\right)^3\frac{3H_B}{8}\cdot\frac{J_u}{J_B}+\frac{H_B h^2}{16e_1^2}\left[\left(\frac{H_B}{H_H}\right)^2+\frac{7H_B}{8H_H}+\frac{5}{6}+\frac{1}{4}\cdot\frac{H_H}{H_B}+\right.\right.$$

$$\left.\left.+\frac{H_B+0.5H_H}{8n_1^2}+\frac{(n_1-1)e_1}{2n_1^2}\left(\frac{H_B}{H_H}+\frac{1}{2n_1}+\frac{1}{2}\right)\frac{J_u}{J_p}\right\}.\right.$$

Для колонн крайнего ряда

$$\delta_{1q}=\frac{q\cdot 8,65^3\ x\ I0^6}{E_\delta x3x3,33xI0^4}\left\{0,474^3\cdot\frac{3x4,I}{8}\cdot\frac{3,33}{22,86}+\frac{4,IxO,2^2}{I6xO,4^2}x\right.$$

$$\left.x\left[0,474^2+\frac{7}{6}0,474+\frac{5}{6}+\frac{I}{4}-2,II\right]+\frac{4,I+4,325}{8\ x\ I6}+\right.$$

$$+\frac{3x0,4}{2xI6}\ x\ (0,474+\frac{I}{8}+\frac{I}{2})\ \frac{3,33}{26,65}\Bigg\}=\frac{I49000\varrho}{E_б}\ \frac{см^2}{кг}.$$

Реакция верхней неподвижной опоры колонны от вертикальной крановой нагрузки определяется по формуле (3.10)

$$R^{o}_{N2}=-\frac{\delta_{1N2}}{\delta_{11}}$$

Для колонн крайнего ряда по оси А

$$R^{o}_{N2}=\frac{0,224\ N^{p}_{кр}\ e_o\ E_б}{356\ E_б}=\frac{0,224x3I000x25}{356}=490\ кг=$$

$$=0,49\ т,$$

здесь e_o - эксцентриситет приложения нагрузки $N^{p}_{кр}$ относительно оси нижнего участка колонны.

Для колонн среднего ряда (при расположении кранов в одном из примыкающих к колонне пролетов)

$$R^{o}_{N2}=\frac{0,0767x46800x(\mp75)}{I23}=\mp2200\ кг=\pm2,2\ т.$$

Реакция от силы торможения тележки крана определяется по формуле (3.11)

$$R^{o}_{T}=\frac{\delta_{1T}}{\delta_{11}}$$

Для колонн крайнего ряда по оси А при $T^{p}_{пол}=\pm840$ кг,

$$R^{o}_{T}=-\frac{I88\ TE_б}{356\ E_б}=-\frac{I88(\pm840)}{356}=\mp440\ кг=\mp0,44\ т.$$

Для колонн среднего ряда при $T^{p}_{пол}=\pm1300$ кг

$$R^{o}_{T}=-\frac{65T\ E_б}{E_б\ I23}=\frac{65x(\pm1300)}{I23}=\mp690\ кг=\mp0,69\ т.$$

Реакция от нагрузки в уровне верха колонны определяется по формуле (3.12)

$$R_{N1}^{o} = -\frac{\delta_{1M}}{\delta_{11}} - \frac{\delta_{1N1}}{\delta_{11}} .$$

Для колонн крайнего ряда по оси А при действии расчетной нагрузки от веса покрытия $N_п$ = 17000 кг

$$R_{N1п}^{o} = -\frac{0,595\ M^{x} E_б}{356\ E_б} + \frac{6,95\ N_п E_б}{356\ E_б} = -\frac{0,595x17000x(-4)}{356} +$$

$$+\frac{6,95x17000}{356} = 440 \text{ кг} = 0,44 \text{ т}.$$

При действии снеговой нагрузки $N_{сн}$ = 15100 кг

$$R_{N сн}^{o} = -\frac{0,595x15100x(-4)}{356} + \frac{6,95x15100}{356} = 390 \text{ кг} = 0,39 \text{ т}.$$

При действии веса стен, $N_{ст}$ = 5400 кг, приложенного в уровне верха колонны,

$$R_{N ст}^{o} = -\frac{0,595x5400x(-34)}{356} + \frac{6,95x5400}{356} = 410 \text{ кг} = 0,41 \text{ т}.$$

Реакция от ветровой равномерно распределенной нагрузки определяется по формуле (3.13)

$$R_{q}^{o} = -\frac{\delta_{1q}}{\delta_{11}} .$$

При действии ветрового напора на рядовые колонны по оси А

$$R_{qм}^{o} = -\frac{149000\ q E_б}{356\ E_б} = \frac{149000x4,1}{356} = -1680 \text{ кг} = -1,68 \text{ т},$$

при действии ветрового отсоса на рядовые колонны по оси Г

$$R_{qо}^{o} = -\frac{149000x3,1}{356} = -1260 \text{ кг} = -1,26 \text{ т}.$$

Для торцовых колонн $R_{qм}^{o}$ = -0,5.1,68 = -0,84 т;

$R_{1\varphi}^{o}$ = -0,5.I,26 = -0,68 т.

Реакция верхней опоры колонны n при единичном ее смещении определяется из выражения

$$\eta = \frac{I}{\delta_{11}} .$$

Для колонн крайнего ряда

$$\eta = \frac{I}{356\,E_{\delta}} .$$

Для колонн среднего ряда

$$\eta = \frac{I}{I23\,E_{\delta}} .$$

Реакция верхней упругой опоры "К"-ой колонны при действии ветровой нагрузки на здание определяется по формуле (3.8)

$$R_{K} = R_{K\varphi}^{o} - \left(\sum_{I}^{m} R_{I\varphi} - W\right)\frac{\eta_{K}}{\sum_{I}^{m}\eta_{i}} .$$

Для колонн крайнего ряда по оси А при действии ветрового напора (ветер слева)

$$R_{H} = -I,68-(-I,68.I0-I,26.I0-99,0)\cdot\frac{I}{356\,E_{\delta}\left(\frac{22}{356\,E_{\delta}}+\frac{I2}{I23\,E_{\delta}}\right)} =$$

$$= 0,56 \text{ т};$$

при действии ветрового отсоса (ветер справа)

$$R_{o} = I,26-(I,68.I0+I,26.I0+99,0)\cdot\frac{I}{356\,E_{\delta}\left(\frac{22}{356\,E_{\delta}}+\frac{I2}{I23\,E_{\delta}}\right)} =$$

$$= -0,98 \text{ т}.$$

Для колонн среднего ряда

$$R = 0-(\mp I,68.I0\mp I,26.I0\mp 99,0)\cdot\frac{I}{I28\,E_{\delta}\left(\frac{22}{356\,E_{\delta}}+\frac{I2}{I23\,E_{\delta}}\right)} =$$

$$= \pm 6,55 \text{ т}.$$

Все вычисленные значения реакции верхней опоры колонн сведены в табл.3.I3.

П. Определение усилий в элементах колонн от каждого вида нагрузки и при различных сочетаниях нагрузок

Усилия в элементах колонн определяются в следующем порядке:

I. Находятся значения M, N, Q в середине нижней панели колонны (сечение I-I), как для колонны сплошного сечения (см.рис.3,I6).

2. Определяются коэффициенты m_{gA} и приведенные значения моментов M_n и продольных сил N_n (см.п.3.22) в сечении I-I.

3. По значениям N_n определяется коэффициент η .

4. Определяются величины продольных сил в ветвях.

5. В зависимости от наличия или отсутствия растяжения в ветви вычисляются величины моментов в ветвях и распорках.

6. По величине усилий подбирается рабочая арматура.

Усилия в сечении I-I колонн определяются как для консоли, загруженной местными нагрузками и реакцией верхней опоры.

Усилия от постоянной нагрузки (вес покрытия, стен, колонн и подкрановых балок) в колоннах по оси А

M = -I7,0.0,35-5,4.0,65+(0,4I+0,44).II,825 = 0,5 тм;

N = I7,0+5,4+I3,2 = 35,6 т;

Q = 0,44 + 0,4I = 0,85 т.

По оси Б

М = 0; N = 80,3+26,8 = I07,I т; Q = 0 .

Усилия от постоянной нагрузки без учета коэффициента

перегрузки (для сочетаний нагрузок, соответствующих действию в сечении колонны минимальной продольной силы N_{min}) в колоннах по оси А

$M = -15,1 \cdot 0,35 - 4,9 \cdot 0,65 + (0,88+0,38) \cdot 11,825 = 0,7$ тм;

$N = 15,1 + 4,9 + 12,0 = 31,7$ т;

$Q = 0,38+0,38 = 0,76$ т.

По оси Б

$M = 0$; $N = 71,8 + 24,5 = 96,3$ т; $Q = 0$.

Усилия от снеговой нагрузки в колоннах по оси А

$M = -15,1 \cdot 0,35 + 0,39 \cdot 11,825 = -0,7$ тм;

$N = 15,1$ т; $Q = 0,39$ т.

По оси Б

$M = 0$; $N = 60,4$ т; $Q = 0$.

Усилия от вертикальной крановой нагрузки в колоннах по оси А

$M = 31,0 \cdot 0,25 - 0,49 \cdot 11,825 = 2,0$ тм;

$N = 31,0$ т; $Q = -0,49$ т.

В колоннах по оси Б при кранах в одном пролете

$M = \pm 46,8 \cdot 0,75 \mp 2,2 \cdot 11,75 = \pm 9,3$ тм;

$N = 46,8$ т; $Q = \mp 2,2$ т.

При кранах в двух пролетах

$M = 0$; $N = 93,6$ т; $Q = 0$.

Усилия от горизонтальной крановой нагрузки (торможения тележек кранов) в колоннах по оси А

$M = \pm 0,84 \cdot 8,752 \mp 0,44 \cdot 11,825 = \pm 2,1$ тм;

$N = 0$; $Q = \pm 0,84 \mp 0,44 = \pm 0,4$ т.

По оси Б

$M = \pm 1,3 \cdot 8,65 \mp 0,69 \cdot 11,75 = \pm 3,1$ тм;

$N = 0$; $Q = \pm 1,3 \mp 0,69 = \pm 0,61$ т.

Усилия от ветровой нагрузки в колоннах по оси А - на - пор - $M = 0,5.0,4I.II,825^2 + 0,56.II,825 = 35,2$ тм;

$N = 0$; $Q = 0,4I.II,825+0,56 = 5,4I$ т;

- отсос - $M = -0,5.0,3I.II,825^2-0,98.II,825 = -33,3$ тм;

$N = 0$; $Q = -0,3I.II.825-0,98 = -4,6I$ т.

По оси Б

$M = \pm 6,55.II,75 = \pm 77,0$ тм; $Q = \pm 6,55$ т.

Усилия в сечении I-I от разных воздействий сведены в табл.3.I4.

Таблица 3.I4

Усилия в сечении I-I

Колонны по оси	Вид усилия	Усилие от воздействия, тм или т						
		веса покрытия, стен, колонн, подкрановых балок (постоян. нагр.) x/	веса снега	кранов в одном пролете (верт. нагр.)	кранов в двух пролетах (верт. нагр.)	торможения тележек кранов	ветровой нагрузки слева (напор)	ветровой нагрузки справа (отсос)
А	M	0,5 (0,7)	-0,7	2,0	-	$\pm 2,I$	35,2	-33,3
	N	35,6 (3I,7)	I5,I	3I,0	-	0	0	0
	Q	0,85 (0,76)	0,39	-0,49	-	$\pm 0,40$	5,4I	-4,6I
Б	M	0	0	$\pm 9,8$	0	$\pm 3,I$	77,0	-77,0
	N	I07,I (96,3)	60,4	46,8	93,6	0	0	0
	Q	0	0	$\mp 2,20$	0	$\pm 0,6I$	6,55	-6,55

x/ В скобках приведены значения усилий без учета коэффициента перегрузки.

Постоянные нагрузки (вес покрытия, стен, колонн и подкрановых балок) относятся к длительно действующим, остальные - к кратковременным. В дальнейшем момент и продольная сила от длительно действующей вертикальной нагрузки обозначаются $M_{дл}$ и $N_{дл}$, продольная сила от кратковременной нагрузки - $N_к$.

Приведенная гибкость колонны находится по формуле 3.28.

$$\lambda_п = \sqrt{\left(\frac{l_0}{l_1}\right)^2 + 12\left(\frac{l_{вср}}{h}\right)^2},$$

а по табл.21 СНиП П-В.1-62 - соответствующие значения коэффициента $m_{дл}$.

Расчетная длина колонны l_0 принимается по табл.3.8

- без учета крановых нагрузок $l_0 = 1{,}2H = 1{,}2 \times 12{,}75$ м = = 15,3 м;
- при учете крановых нагрузок

$l_0 = 1{,}5\ H_н = 1{,}5 \times 8{,}65 = 13{,}0$ м - для крайних колонн;

$l_0 = 1{,}5 \times 8{,}25 = 12{,}4$ м - для средних колонн.

Средняя длина ветви между распорками равна $l_{вср} = \frac{H_н}{n_1}$.

Для колонн крайнего ряда без учета крановых нагрузок приведенная гибкость равна

$$\lambda_п = \sqrt{\left(\frac{15{,}3}{0{,}4}\right)^2 + 12 \times \left(\frac{8{,}65}{4 \times 0{,}2}\right)^2} = 54{,}6;\ m_{дл} = 0{,}893.$$

Для колонн крайнего ряда с учетом крановых нагрузок

$$\lambda_п = \sqrt{\left(\frac{13}{0{,}4}\right)^2 + 12 \times \left(\frac{8{,}65}{4 \times 0{,}2}\right)^2} = 50{,}8;\ m_{дл} = 0{,}914.$$

Для колонн среднего ряда без учета крановых нагрузок

$$\lambda_п = \sqrt{\left(\frac{15{,}3}{0{,}55}\right)^2 + 12\left(\frac{8{,}25}{4 \times 0{,}3}\right)^2} = 36{,}6;\ m_{дл} = 0{,}976.$$

Для колонн среднего ряда с учетом крановых нагрузок

$$\lambda_n = \sqrt{\left(\frac{12,4}{0,55}\right)^2 + 12\left(\frac{8,25}{4x0,3}\right)^2} = 32,7 < 35;\ m_{g\lambda} = 1,0.$$

Определение усилий в колоннах крайнего ряда

а) Рассматривается сочетание нагрузок - "постоянная + ветровая", вызывающее в сечении минимальную продольную силу.

Здесь продольная сила в сечении принимается без учета длительности действия нагрузки, т.е. без замены $N_{gL} + N_K$ на N_n, т.к. эта замена приводит к увеличению продольной силы в колонне.

Усилия принимаются по табл.3.14 без учета коэффициента перегрузки

M = 0,7+35,2 = 35,9 тм; N = 31,7 т; Q = 0,76+5,41 = 6,17 т.

Находится коэффициент $\eta = \frac{1}{1 - \frac{N\lambda_n^2}{4800 R_u F}} =$

$$= \frac{1}{1 - \frac{31700 \times 54,6^2}{4800 \times 160 \times 2 \times 20 \times 50}}$$

Дальше рассматривается только растянутая ветвь, так как для сжатой ветви данное сочетание нагрузок не является расчетным.

Вычисляется продольная сила в растянутой ветви

$$N_{вр} = \frac{N}{2} - \frac{M\eta}{2e_1} = \frac{31,7}{2} - \frac{35,9 \times 1,07}{2x0,4} = -32,2 \text{ т.}$$

Определяется момент в растянутой ветви по грани фундамента по формуле (3.21)

$$m_B = \frac{Q\ell_{BH}}{12} = \frac{6,17 \times 1,85}{12} = 0,95 \text{ тм},$$

где ℓ_{BH} – расстояние от верха фундамента до оси первой распорки.

Далее по значениям момента $m_B = 0,95$ тм и продольной растягивающей силы $N_{BD} = 32,2$ по СНиП П-В.1-62 подбирается продольная арматура ветви, как внецентренно растянутого элемента.

б) Рассматривается сочетание нагрузок – "постоянная + ветровая + снеговая + крановая", вызывающее в сечении максимальную продольную силу

$M_{\partial\Lambda} = 0,5$ тм; $M = 0,5+(-0,7+2,0+2,1+35,2)\times 0,9 = 35,2$ тм;

$N_{\partial\Lambda} = 35,6$ т; $N_{KP} = (15,1+31,0)\times 0,9 = 41,4$ т;

$Q = 0,85 + (0,39-0,49+0,4+5,41)\times 0,9 = 6,0$ т.

Здесь 0,9 – коэффициент сочетания кратковременных нагрузок. Вычисляется по формуле (114) СНиП П-В.1-62 значение коэффициента $m_{\partial\partial\Lambda}$

$$m_{\partial\Lambda} = \frac{m_{\partial\Lambda} + 2\frac{e_{o\partial\Lambda}}{h_H}}{1+2\frac{e_{o\partial\Lambda}}{h_H}} = \frac{0,914+2\cdot\frac{0,5}{35,6\cdot 1,0}}{1+2\cdot\frac{0,5}{35,6\cdot 1,0}} = 0,918.$$

Так как эксцентриситет $e_{o.\partial\Lambda}$ приложения длительно действующей продольной силы $N_{\partial\Lambda}$ незначителен и, следовательно, $m_{\partial\partial\Lambda} \approx m_{\partial\Lambda}$, то здесь и далее принимается $m_{\partial\partial\Lambda} = m_{\Lambda}$.

Приведенный момент $M_{\Pi} = \frac{M_{\partial\Lambda}}{m_{\partial\partial\Lambda}} + M_K = \frac{0,5}{0,914} + 34,7 =$

$= 35,3$ тм;

Приведенная продольная сила $N_n = \frac{N_{дл}}{m_{здл}} + N_к = \frac{35,6}{0,914} +$

$+ 41,4 = 80,4$ т;

$$\eta = \frac{I}{I - \frac{N_n \lambda_n^2}{4800 R_u F}} = \frac{I}{I - \frac{80400 \times 50,8^2}{4800 \times 160 \times 2 \times 20 \times 50}} = 1,15.$$

Приведенный момент

$$M_n = [M + M_{дл}(\frac{I}{m_{здл}} - I) - KM_t - M_x]\eta + KM_t + M_x =$$

$$= \left[35,2 + 0,5 \left(\frac{I}{0,914} - I\right)\right] \cdot 1,15 = 40,6 \text{ тм.}$$

Вычисляется продольная сила в растянутой или менее сжатой ветви

$$N_{вл} = \frac{N_{дл} + N_к}{2} - \frac{M_n}{2e_1} = \frac{35,6 + 41,4}{2} -$$

$$- \frac{40,6}{2 \times 0,4} = -12,0 \text{ т.}$$

Вычисляется продольная сила в сжатой ветви

$$N_{вс} = \frac{N_n}{2} + \frac{M_n}{2e_1} = \frac{80,4}{2} + \frac{40,6}{2 \times 0,4} = 90,7 \text{т.}$$

Рассматривается сжатая ветвь. Так как одна ветвь растянута, момент в сжатой ветви по грани фундамента определяется по формуле (3.22)

$$m_в = \frac{Q l_{вн}}{2} = \frac{6,0 \times 1,85}{2} = 5,55 \text{ тм.}$$

Далее по значениям момента $m_в = 5,55$ тм и продольной

сжимающей силы $N_{вс}$ = 90,7 т по СНиП П-В.I-62 подбирается продольная арматура ветви, как внецентренно сжатого эле - мента. При этом влияние продольного изгиба ветви не учитывается, т.е. не учитывается вторично коэффициент η .

Растянутая ветвь не рассматривается, т.к. данное со - четание нагрузок для нее не является расчетным.

Проверяется условие $N_{max} > \frac{M_n}{e_1} > N_{min}$ (п.3.25)

$\frac{M_n}{e_1} = \frac{40,6}{0,4} = 102$ т $> N_{max}$ = 80,4 т, следовательно, дополнительной проверки ветвей не требуется.

На этом расчет ветвей колонны крайнего ряда в сечении I-I в плоскости поперечной рамы заканчивается. Сочетания, вызывающие действие в сечении M_{max} и Q_{max} , не рассматриваются, так как для получения M_{max} не следует учитывать снеговую нагрузку, а для получения Q_{max} - крановую нагрузку, что резко снизит величину продольной силы и сделает эти сочетания нагрузок заведомо нерасчетными.

в) Определение усилий в распорке.

Расчетным сочетанием нагрузок является сочетание, вызывающее в сечении колонны максимальную поперечную силу, и в то же время растяжение в одной ветви.

Таким сочетанием является "постоянная + ветровая нагрузка".

Поперечная сила в сечении I-I (середина первой панели) равна

$$Q_н = 0,85 + 5,41 = 6,26.$$

Поперечная сила в сечении П-П (середина второй панели) равна $Q_в = 0,85 + 4,48 = 5,33$ т.

Так как при данном сочетании нагрузок одна ветвь рас-

тянута, отрицательный момент в распорке в сечении по грани ветви вычисляется по формуле

$$m_z = \left(\frac{Q_н \ell_{вн}}{2} + \frac{Q_в \ell_{вв}}{2}\right)\frac{2\ell_1 - 0{,}5h}{2\ell_1} = \left(\frac{6{,}26 \times 1{,}85}{2} + \right.$$

$$\left. + \frac{5{,}33 \times 2{,}25}{2}\right) \times \frac{2 \times 0{,}4 - 0{,}5 \times 0{,}2}{2 \times 0{,}4} = 10{,}3 \text{ тм},$$

где $\ell_{вв}$ – расстояние между осями первой и второй снизу распорок.

Второй сомножитель в выражении m_z определяет переход от момента по оси ветви к моменту по грани ветви.

Поперечная сила в распорке вычисляется по формуле (3.26)

$$Q_1 = \frac{Q_н \ell_{вн} + Q_в \ell_{вв}}{4\ell_1} = \frac{6{,}26 \times 1{,}85 + 5{,}33 \times 2{,}25}{4 \times 0{,}4} =$$

$$= 14{,}8 \text{ т}.$$

Подбор арматуры в распорке производится обычным способом, как в изгибаемом элементе; для восприятия положительных моментов по низу распорки устанавливается продольная арматура, площадь сечения которой принимается равной половине площади сечения верхней продольной арматуры.

Определение усилий в колоннах среднего ряда

г) Рассматривается сочетание нагрузок – "постоянная + ветровая", вызывающее в сечении минимальную продольную силу

$M = 77{,}0$ тм; $N = 96{,}3$ т; $Q = 6{,}55$ т;

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{96300 \times 36{,}6^2}{4800 \times 160 \times 2 \times 30 \times 50}} = 1{,}06.$$

Дальше рассматривается только растянутая ветвь, так как для сжатой данное сочетание нагрузок не является расчетным. Вычисляется продольная сила в растянутой ветви

$$N_{вр} = \frac{N}{2} = \frac{M\eta}{2e_1} = \frac{96,3}{2} - \frac{77x1,06}{2x0,55} = -26,0 \text{ т.}$$

Определяется момент в ветви по грани фундамента

$$m_в = \frac{Q\ell_{вн}}{12} = \frac{6,55x2,0}{12} = 1,1 \text{ тм.}$$

Далее по значениям момента $m_в = 1,1$ тм и продольной растягивающей силы $N_{вр} = 26,0$ т подбирается арматура ветви как внецентренно растянутого элемента.

д) Сочетание нагрузок - "постоянная + ветровая + + снеговая + крановая (с двух пролетов)", вызывающее в сечении максимальную продольную силу

$M_{gл} = 0$;

$M = (77,0+3,1)x0,8 = 64,8$ тм;

$N_{gл} = 107,1$ т; $N_к = (60,4+93,6)x0,8 = 123,2$ т;

$Q = (0,61+6,55)x0,8 = 5,73$т.

Длительность действия нагрузок в этом случае не сказывается, так как $m_{gл} = 1$ (см.выше).

$$N = N_{gл} + N_к = 107,1 + 123,2 = 230,3 \text{ т;}$$

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{230300x32,7^2}{4800x160x30x50x2}} = 1,1$$

Вычисляется продольная сила сжатой ветви (верхние знаки) и в растянутой или менее сжатой ветви (нижние

знаки)

$$N_{вс} = \frac{N}{2} + \frac{M\eta}{2e_i} = \frac{230,3}{2} + \frac{64,8x1,1}{2x0,55} = 180,0 \text{ т.}$$

$$N_{вр} = \frac{N}{2} - \frac{M\eta}{2e_i} = \frac{230,3}{2} - \frac{64,8x1,1}{2x0,55} = 50,3 \text{ т.}$$

Рассматривается более сжатая ветвь, так как для менее сжатой ветви данное сочетание нагрузок не является расчетным.

Так как обе ветви сжаты, момент в ветви по грани фундамента определяется по формуле (3.20)

$$m_в = \frac{Q\ell_{вн}}{4} = \frac{5,73x2,0}{4} = 2,87 \text{ тм.}$$

Далее по значениям момента $m_в = 2,87$ тм и продольной сжимающей силы $N_{вс} = 180,0$ т подбирается арматура ветви как внецентренно сжатого элемента.

Проверяется условие $N_{max} \geqslant \frac{M_п}{e_i} \geqslant N_{min}$

$$\frac{M_п}{e_i} = \frac{64,8x1,1}{0,55} = 129,6 \text{ т; } N_{max} = 230,3 > 129,6 > N_{min} = 107,1 \text{ т.}$$

Следовательно, необходимо дополнительно проверить сечение сжатой ветви при $N = 129,6$ т.

В этом случае продольная сила в сжатой ветви равна $N_{вс} = N = 129,6$ т, а в другой ветви - нуль.

Коэффициент η не пересчитываем, так как изменение его незначительно.

Так как сжата только одна ветвь, момент в этой ветви по грани фундамента определяется по формуле (3.22)

$$m_в = \frac{Q\ell_{вн}}{2} = \frac{5,73x2,0}{2} = 5,73 \text{ тм.}$$

Далее, по значениям момента $m_в$ = 5,73 тм и продольной силы $N_{вс}$ = 129,6 т подбирается арматура ветви как внецентренного сжатого элемента.

е) Сочетание нагрузок - "постоянная + снеговая + крановая с одного пролета + ветровая", вызывающее в сечении максимальную поперечную силу

$Q = (2,2+0,61+6,55)\times0,9 = 8,4$ т;

$N = 107,1 + (60,4+46,8)\times0,9 = 203,6$ т;

$M = (-9,3+3,1+77,0)\times0,9 = 63,7$ тм;

$$\eta = \frac{1}{1-\frac{203600\times32,7^2}{4800\times160\times2\times30\times60}} = 1,09.$$

Вычисляется продольная сила в сжатой ветви

$$N_{вс} = \frac{N}{2} + \frac{M\varrho}{2e_1} = \frac{203,6}{2} + \frac{63,7\cdot1,09}{2\cdot0,55} = 165,0 \text{ т}$$

и в растянутой или менее сжатой ветви

$$N_{вр} = \frac{N}{2} - \frac{M\varrho}{2e_1} = \frac{203,6}{2} - \frac{63,7\cdot1,09}{2\cdot0,55} = 38,6 \text{ т}.$$

Рассматривается только более сжатая ветвь, так как для менее сжатой ветви данное сочетание нагрузок не является расчетным.

Так как обе ветви сжаты, момент в ветви по грани фундамента определяется по формуле (3.20)

$$m_в = \frac{Q\,\ell_{вн}}{4} = \frac{8,4\times2,0}{4} = 4,2 \text{ тм}.$$

Далее по значениям момента $m_в$ = 4,2 тм и продольной

сжимающей силы $N_{вс}$ = 165,0 т подбирается арматура ветви как внецентренно сжатого элемента.

Проверяется условие $N_{max} \geqslant \frac{M_п}{e_1} \geqslant N_{min}$,

здесь N_{max} = 203,6 т, N_{min} = 107,1 (определено выше),

$$\frac{M_в}{e_1} = \frac{63,7.1,09}{0,55} = 127,0 \text{ т. } 203,6 > 127,0 > 107,1 \text{ т.}$$

Следовательно, необходимо дополнительно проверить сечение сжатой ветви при $N_{вс} = N$ = 127,0 т. Момент в ветви по грани фундамента определяется по формуле (3.22)

$$m_в = \frac{Q l_{вн}}{2} = \frac{8,4.2,0}{2} = 8,4 \text{ тм}.$$

Далее по значениям момента $m_в$ = 8,4 тм и продольной силы $N_{вс}$ = 127,0 т подбирается арматура ветви.

На этом расчет ветвей колонны среднего ряда в сечении I-I в плоскости поперечной рамы заканчивается.

к) Определение усилий в распорке.

Сочетание нагрузок - "постоянная + крановая с одного пролета + ветровая", вызывающее в сечении максимальную поперечную силу

$$Q_н = Q_в = (2,2+0,61+6,55)\text{x}0,9 = 8,4 \text{ т};$$
$$N = 107,1+46,8\text{x}0,9 = 149,2 \text{ т};$$
$$M = (-9,3+3,1+77,0)\text{x}0,9 = 63,7 \text{ тм};$$

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{149200\text{x}32,7^2}{4800\text{x}100\text{x}2\text{x}30\text{x}60}} = 1,08.$$

Вычисляется продольная сила в растянутой или менее сжатой ветви

$$N_{вр} = \frac{149,2}{2} - \frac{53,7.1,08}{2.0,55} = 12,0 \text{ т.}$$

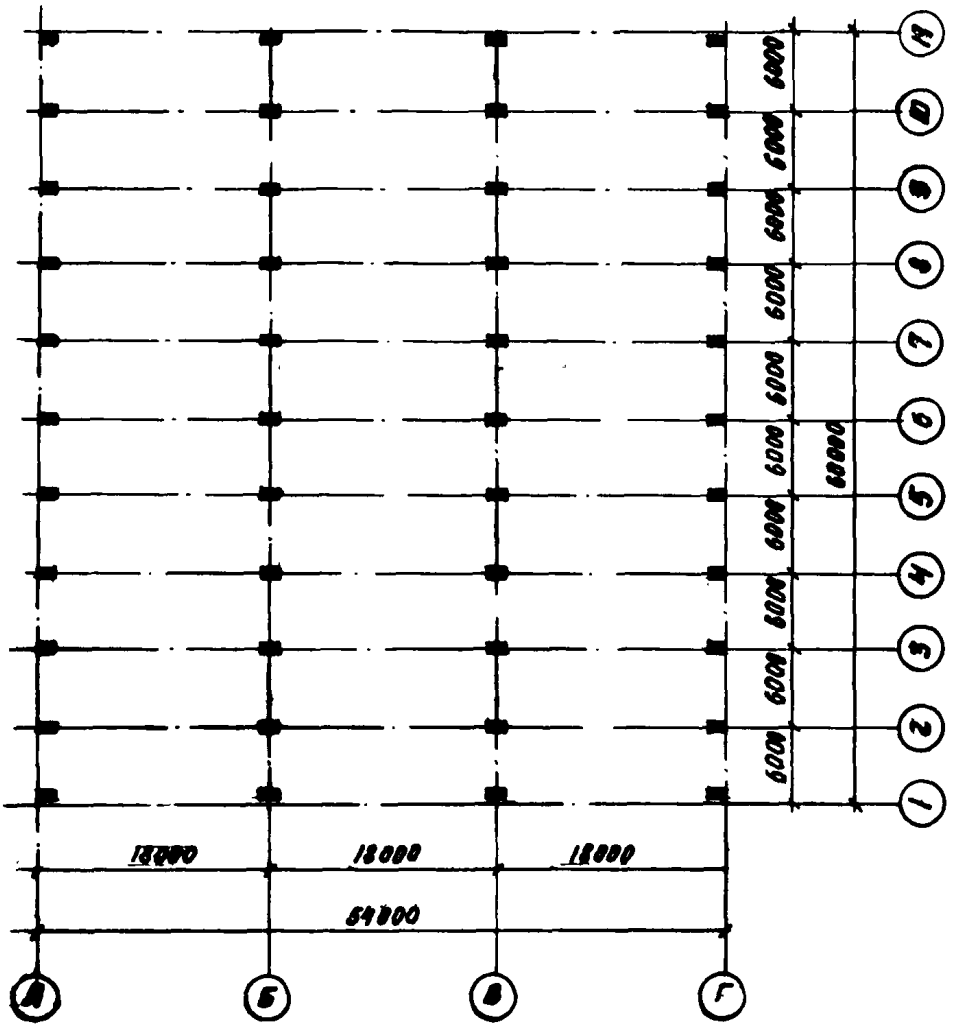


Рис.3.12- План здания

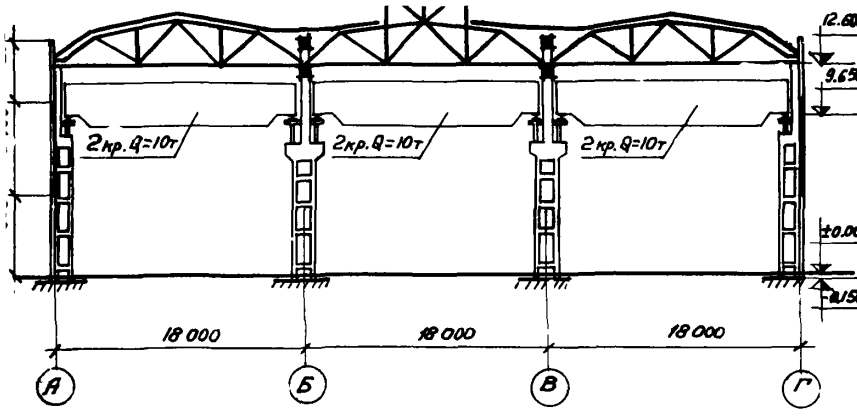


Рис.3.II. Поперечный разрез здания

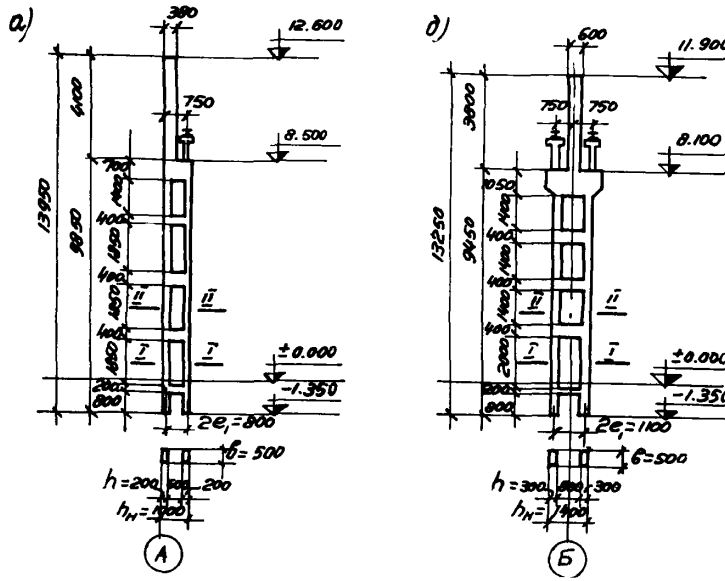


Рис.3.I3. Опалубочные чертежи колонн
а - колонна крайнего ряда; б - колонна среднего ряда

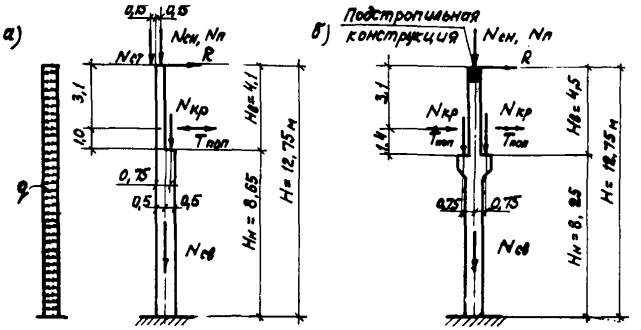


Рис.3.I4. Схемы нагрузок на колонны
а - крайнего ряда; б - среднего ряда

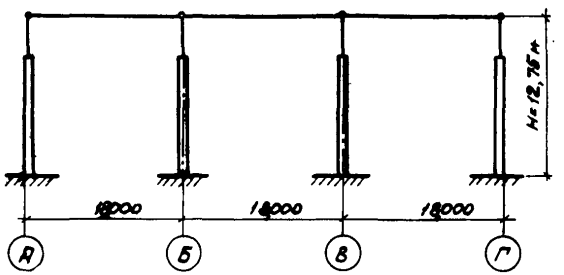


Рис.3.I5. Расчетная схема рамы

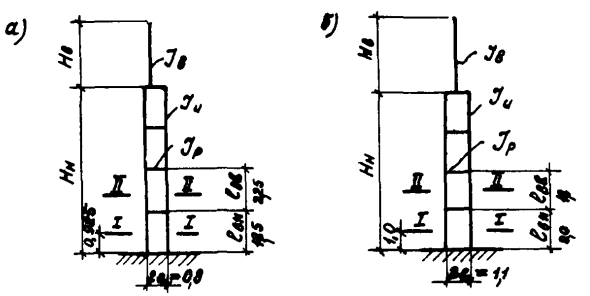


Рис.3.I6. Схемы колонн
а - крайнего ряда; б - среднего ряда

Обе ветви сжаты и момент в распорке следовало бы определять по формуле (3.23). Однако величина сжатия в одной ветви невелика и может оказаться, что при некотором уменьшении крановой нагрузки эта ветвь станет растянутой и тогда отрицательный момент в распорке, определенный теперь по формуле (3.25), резко возрастет. С такой возможностью необходимо считаться, поэтому отрицательный момент в распорке по грани ветви определяется по формуле (3.25).

$$m_r = \left(\frac{Q_н \ell_{вн}}{2} + \frac{Q_в \ell_{вв}}{2}\right) \cdot \frac{2e_1 - 0{,}5h}{2e_1} = \left(\frac{8{,}4 \times 2{,}0}{2} + \right.$$

$$\left. + \frac{8{,}4 \times 1{,}8}{2}\right) \times \frac{2 \times 0{,}55 - 0{,}5 \times 0{,}8}{2 \times 0{,}55} = 13{,}9 \text{ тм}.$$

Вычисляется поперечная сила в распорке

$$Q_r = \frac{Q_н \ell_{вн} + Q_в + \ell_{вв}}{4e_1} = \frac{8{,}4 \times 2{,}0 + 8{,}4 \times 1{,}8}{4 \times 0{,}55} = 14{,}5 \text{ т}.$$

По полученным значениям M_r, Q_r подбирается арматура распорки.

Окончательное назначение арматуры в рассматриваемом сечении производится после расчета колонн в плоскости продольной рамы и проверки на центральное сжатие с учетом расчета в других стадиях работы (транспортирование, монтаж и т.п.), а также всех конструктивных требований.

4. КОНСТРУИРОВАНИЕ КОЛОНН

Продольное и поперечное армирование

4.1. Площадь сечения продольной арматуры Fa, расположенной по грани, перпендикулярной плоскости изгиба внецентренно сжатых колонн, определяется по расчету и должна быть не менее указанной в табл.4.1 (в % от площади рас-

четного сечения бетона $\mu = \frac{F_a}{Bh_0} \times 100\%$). Минимальная площадь сечения всей продольной арматуры центрально сжатых колонн должна приниматься вдвое больше величин, указанных в табл.4.I.

Максимальная площадь сечения всей продольной арматуры колонны должна составлять, как правило, не более 3% от площади сечения колонны. Если проектируются колонны с содержанием арматуры в сечении более 3%, то должны соблюдаться требования п.4.7.

Таблица 4.I

Минимальные проценты армирования колонн

Гибкость колонн $\lambda = \frac{\ell_0}{r_u}$	Минимальный процент армирования при марке бетона		
	200	300,400	500,600
до 35 (включительно)	0,I5	0,I5	0,2
от 35 до 83 (включительно)	0,2	0,2	0,2
более 83	0,25	0,25	0,25

4.2. Продольную рабочую арматуру внецентренно сжатых колонн рекомендуется располагать по граням, перпендикулярным плоскости изгиба колонны. Продольную рабочую арматуру при косом внецентренном сжатии колонн рекомендуется концентрировать в углах. В колоннах, испытывающих действие изгибающих моментов, различных по знаку и близких по величине, рекомендуется применять симметричное армирование.

Продольная рабочая арматура или часть ее должна доводиться до торцов колонны (с учетом указаний п.4.9,4.I4).

4.3. По граням колонн, перпендикулярным плоскости изгиба, а также у каждой грани центрально сжатых колонн при ширине этих граней до 400 мм (включительно), следует ставить не менее двух продольных рабочих стержней; при большей ширине этих граней у каждой из них рабочие стержни должны ставиться на расстоянии не более 400 мм (рис. 4.I,а)*. По граням колонн, параллельным плоскости изгиба, при ширине этих граней более 500 мм надлежит ставить конструктивную продольную арматуру (если эта арматура не поставлена по расчету) диаметром не менее I2 мм с тем, чтобы расстояние между продольными стержнями было не более 500 мм.

При толщине защитного слоя до продольной рабочей арматуры не менее 30 мм допускается при ширине граней, перпендикулярных плоскости изгиба, равной 500 мм и при ширине граней, параллельных плоскости изгиба, равной 600 мм ставить по два продольных рабочих стержня на грань (рис.4.I,б).

4.4. Диаметр продольных рабочих стержней колонн рекомендуется принимать не менее I6 и не более 40 мм. Диаметр продольных стержней конструктивной арматуры следует принимать не менее I2 мм.

В одном плоском каркасе следует применять продольные рабочие стержни не более двух различных диаметров, отличающихся не менее, чем на два номера, причем стержни большего диаметра следует ставить в углах колонны.

4.5. Расстояния между продольными стержнями должны назначаться с учетом удобства укладки и уплотнения бетонной смеси.

* См.стр. 150

Расстояния в осях между отдельными стержнями должны приниматься для сварных каркасов (при двухрядном расположении стержней с каждой стороны каркаса)-не менее величи приведенных в табл.4.2, для вязаных каркасов - не менее двух диаметров стержней и не менее d + 30 мм.

Таблица 4.2

Наименьшие допускаемые расстояния между продольными стержнями сварных каркасов

Диаметр продольной арматуры	I6	I8	20	22	25	28	32	36	40
Наименьшие допускаемые расстояния между осями продольных стержней, мм	40	40	50	50	50	60	70	80	80

4.6. Поперечная арматура колонн должна обеспечивать закрепление сжатых стержней от их бокового выпучивания в любом направлении. Места пересечений поперечной арматуры с продольной должны быть сварены (при сварных каркасах) или связаны вязальной проволокой (при вязаных каркасах)

4.7. Поперечные стержни должны ставиться на расстоянии не более 500 мм, а также:

а) при сварных каркасах - на расстоянии не более 20 d , с шагом кратным 50 мм;

б) при вязаных каркасах, а также при шпильках, устанавливаемых в сварных каркасах - не более I5 d ;

в) в местах стыкования продольной рабочей арматуры внахлестку без сварки (в месте изменения сечения колонны) - не более 10 d, где d - наименьший диаметр продольных сжатых стержней.

Если общее насыщение центрально или внецентренно сжатого по второму случаю сечения колонны продольной арматурой составляет более 3%, то поперечные стержни и хомуты должны ставиться на расстоянии не более 10 d, а хомуты - привариваться к продольной арматуре.

При назначении расстояния между поперечными стержнями и хомутами допускается не принимать во внимание сжатые продольные стержни, не учитываемые в расчете, если их диаметр не более 12 мм и не превышает половины толщины защитного слоя до продольной рабочей арматуры.

Примечание. Если толщина защитного слоя составляет не менее 30 мм, то шпильки в сварных каркасах допустимо устанавливать с тем же шагом, что и привариваемые поперечные стержни.

4.8. Диаметр хомутов в вязаных каркасах и диаметр шпилек должен быть не менее 5 мм и не менее 0,2 d - при выполнении поперечной арматуры из обыкновенной арматурной проволоки или из стали класса А-III и 0,25 d - при выполнении поперечной арматуры из стали класса А-I, где d - наибольший диаметр продольных стержней.

Диаметр поперечных стержней сварных каркасов принимается в зависимости от диаметра продольной арматуры в соответствии с табл.4.3.

Поперечная арматура должна выполняться при диаметрах 5 мм из обыкновенной арматурной проволоки, при бо́льших диаметрах - из стали класса AI или А-III.

Таблица 4.3

Диаметры поперечных стержней сварных каркасов

Диаметр продольной арматуры	I6	I8	20	22	25	28	32	36	40
Диаметр поперечных стержней	5 (5)[x]	5 (6)	5 (6)	6 (8)	8 (8)	8 (I0)	8 (I0)	I0 (I2)	I0 (I2)

x/ Значения в скобках относятся к случаям, когда поперечная арматура устанавливается по расчету на поперечную силу.

4.9. Толщина защитного слоя бетона для продольной рабочей арматуры колонн, применяемых в неагрессивной среде, принимается

а) не менее 20 мм - при диаметре арматуры $d \leq$ 20 мм, независимо от марки бетона;
- при $20 < d \leq 32$ мм и марке бетона 300 и выше;

б) не менее 25 мм - при $20 < d \leq 32$ мм и марке бетона 200;
- при $d > 32$ мм и марке бетона 300 и выше;

в) не менее 30 мм - при $d > 32$ мм и марке бетона 200.

Толщина защитного слоя бетона для торцов продольной арматуры должна приниматься равной I0 мм.

Толщина защитного слоя бетона для поперечных стержней сварных каркасов и хомутов должна составлять не менее I5 мм. В случае применения колонн в зданиях с агрессивной средой толщину защитного слоя следует назначать с учетом требований "Указаний по проектированию антикоррозионной защиты строительных конструкций" СН 262-67.

При сварных каркасах толщина защитного слоя назначается с учетом осадки стержней, принимаемой равной 0,3 диаметра меньшего из свариваемых стержней.

4.10. Колонны рекомендуется армировать пространственными сварными каркасами; при отсутствии соответствующего сварочного оборудования и специальных требований (п.4.7) допускается выполнять каркасы вязаными.

4.11. Пространственные сварные каркасы образуют путем соединения плоских каркасов либо с помощью соединительных стержней, либо непосредственно друг с другом (рис.4.2).

На рис.4.2* обозначено:

Для колонн, внецентренно сжатых в одной плоскости:

h - ширина грани, параллельной плоскости изгиба;

b - ширина грани, перпендикулярной плоскости изгиба.

Для колонн, внецентренно сжатых в обеих плоскостях и центрально сжатых:

b - меньший размер сечения;

h - больший размер сечения.

Плоские сварные каркасы принимают с односторонним расположением арматуры; изготовляют каркасы при помощи контактной точечной сварки.

Если крайние плоские сварные каркасы (расположенные у противоположных граней) имеют промежуточные продольные стержни, то последние, по крайней мере через один и не реже, чем через 400 мм по ширине грани колонны, должны связываться с продольными стержнями, расположенными у противоположной грани, при помощи поперечных стержней или шпилек, устанавливаемых по длине каркаса на том же расстоянии, что и поперечные стержни плоских каркасов; допускается не ставить

* См.стр. 151

эти соединительные стержни во внецентренно сжатых колоннах по грани, перпендикулярной плоскости изгиба, при ширине ее не более 500 мм и по грани колонны, параллельной плоскости изгиба, при ширине ее не более 600 мм, если количество продольных стержней у этих граней не превышает четырех.

Соединение плоских каркасов в пространственный следует, как правило, осуществлять, приваривая соединительные поперечные стержни к продольным стержням плоских каркасов контактной точечной сваркой с помощью сварочных клещей. Причем расстояние в свету между продольными стержнями пространственного каркаса должно быть не менее 70 мм (рис.4.3), расстояние от сварного соединения, выполняемого с помощью клещей, до ближайшего поперечного стержня каркаса должно быть не менее 5 мм (рис.4.3); диаметры меньшего и большего свариваемых стержней не должны превышать соответственно 12 и 32 мм.

В случае, если на заводе - изготовителе не имеется клещей для сварки стержней большого диаметра (более, чем 10+10 мм), допускается, в виде исключения, приваривать клещами соединительные стержни к поперечным стержням плоских каркасов (рис.4.4), причем расстояние между осями продольного и соединительного стержней не должно быть менее 25 мм. При образовании общего пространственного сварного каркаса колонн допускается при необходимости вырезание отдельных поперечных стержней плоских каркасов при пересечении их другим плоским каркасом или закладной деталью (например, в месте сопряжения сварных каркасов распорки и ветви в двухветвевой колонне), при этом вмес-

то вырезанных поперечных стержней должна быть предусмотрена постановка шпилек.

В случае, если на заводе-изготовителе не имеется сварочных клещей, объединение плоских сварных каркасов в пространственный, допускается производить с помощью шпилек. Если в соответствии с п.4.7 требуется приварка поперечной арматуры, то объединение плоских каркасов в пространственный допускается осуществлять дуговой сваркой, приваривая соединительные стержни к поперечным стержням плоских каркасов, причем диаметр свариваемых стержней должен быть более 8 мм (рис.4.5). Для мощных колонн могут оказаться целесообразными пространственные каркасы, собираемые из плоских соединением крайних продольных стержней плоских каркасов дуговой сваркой прерывистыми фланговыми швами.

При наличии соответствующих гибочных машин пространственные каркасы могут изготовляться из плоских арматурных сеток.

4.12. Пространственные вязаные каркасы состоят из продольных стержней и хомутов или шпилек (рис.4.6 ,4.7). Длину хомутов и шпилек назначают с учетом устройства крюков для охвата продольных стержней.

Учет длины двух крюков при составлении спецификации арматуры должен производиться прибавлением к периметру хомутов или к длине шпилек величины $\Delta \ell$ согласно табл.4.4.

Таблица 4.4

Длина крюков поперечной арматуры

Диаметр рабочей арматуры, мм	Значение $\Delta \ell$, мм
$\leq$ 25	150
28, 32	180
36, 40	210

Примечание. Значение $\Delta\ell$ подсчитано при диаметре поперечной арматуры от 6 до 10 мм.

Конструкция хомутов в вязаных каркасах должна быть такова, чтобы продольные стержни, по крайней мере через один, располагались в местах перегиба хомутов, а эти перегибы - на расстояниях не более 400 мм по ширине грани колонны. При ширине грани не более 400 мм и числе продольных стержней у этой грани не более четырех допускается охват всех продольных стержней одним хомутом.

4.13. При проектировании пространственных каркасов следует предусматривать связи для придания каркасу необходимой жесткости при транспортировании. Рекомендуется устраивать не менее двух связей на пространственный каркас и не реже, чем через 6 м.

4.14. Стержни рабочей арматуры, подбираемые по наиболее напряженным сечениям, рекомендуется обрывать в соответствии с огибающей эпюрой моментов и продольных сил.
В колоннах сплошного сечения обрываемые продольные стержни должны быть заведены за нормальное к оси колонны сечение, в котором они перестают требоваться по расчету, на длину не менее 15 d - для сжатых стержней; не менее 20 d и не менее w - для растянутых стержней.

В двухветвевых колоннах обрываемые стержни должны быть заведены за ось распорки, отделяющую панель, в которой они перестают требоваться по расчету, на длину не менее:

а) для сжатых ветвей - 20 d и w ;

б) для растянутых ветвей - 35 d при обрываемой арматуре из стали класса А-Ш и 30 d - при обрываемой арматуре из стали класса А-П.

Величина w определяется по формуле

$$w = \frac{Q \cdot u}{2 R_a f_x n_x} + 5d \qquad (4.I)$$

где Q – расчетная поперечная сила, соответствующая случаю загружения, для которого определена точка теоретического обрыва, в сечении, соответствующем месту теоретического обрыва стержней;

u – расстояние между поперечными стержнями или хомутами;

f_x – площадь сечения одного поперечного стержня или одной ветви хомута в плоскости изгиба;

n_x – число поперечных стержней или ветвей хомутов, расположенных в плоскости изгиба в рассматриваемом сечении;

d – расчетный диаметр обрываемого стержня.

4.15. В ступенчатых колоннах, в месте изменения сечения колонны, продольная арматура верхнего участка должна быть заделана в бетоне нижнего участка. Длину заделки l_a следует принимать не менее величин, приведенных в табл.4.5.

Таблица 4.5

Наименьшая длина заделки l_a арматуры верхнего участка ступенчатых колонн в нижнем участке

Класс стали	Марка бетона	Наименьшая длина заделки l_a	
		растянутой арматуры	сжатой арматуры
А-III	200-300	35 d	25 d
	400 и выше	30 d	20 d
А-II	200-300	30 d	20 d
	400 и выше	25 d	I5 d

В ступенчатых колоннах бескрановых зданий по верху нижнего участка должна предусматриваться поперечная арматура, назначаемая из условия восприятия ею всей поперечной силы, действующей в данном сечении колонны.

4.16. Длины продольных стержней каркасов должны, как правило, назначаться таким образом, чтобы была исключена необходимость устройства стыков. В случае необходимости соединения по длине заготовок арматурных стержней следует применять контактную стыковую сварку.

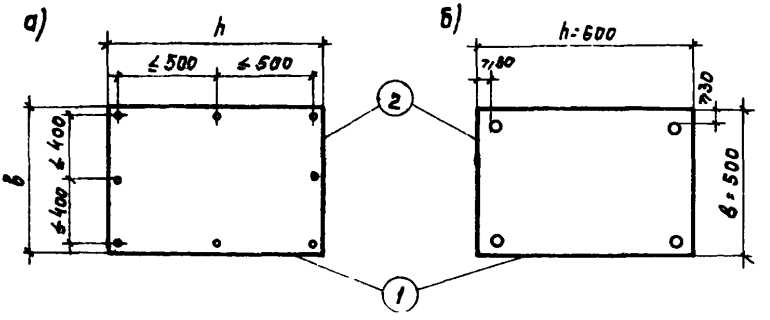


Рис.4.I. Размещение продольной арматуры в сечении колонны

а - в общем случае; б - при $b \leq 500$ мм и $h \leq 600$ мм и защитном слое 30 мм и более ; I - грань, параллельная плоскости изгиба; 2 - грань, перпендикулярная плоскости изгиба

Заделка колонн в фундамент

4.17. Защемление колонны в фундаменте обеспечивается установкой колонны в стакан фундамента с последующим замоноличиванием бетоном (рис.4.8)*, причем для двухветвевых колонн с большим размером сечения колонны до 24 м. включительно рекомендуется устраивать общий для обеих ветвей

* См.стр.158

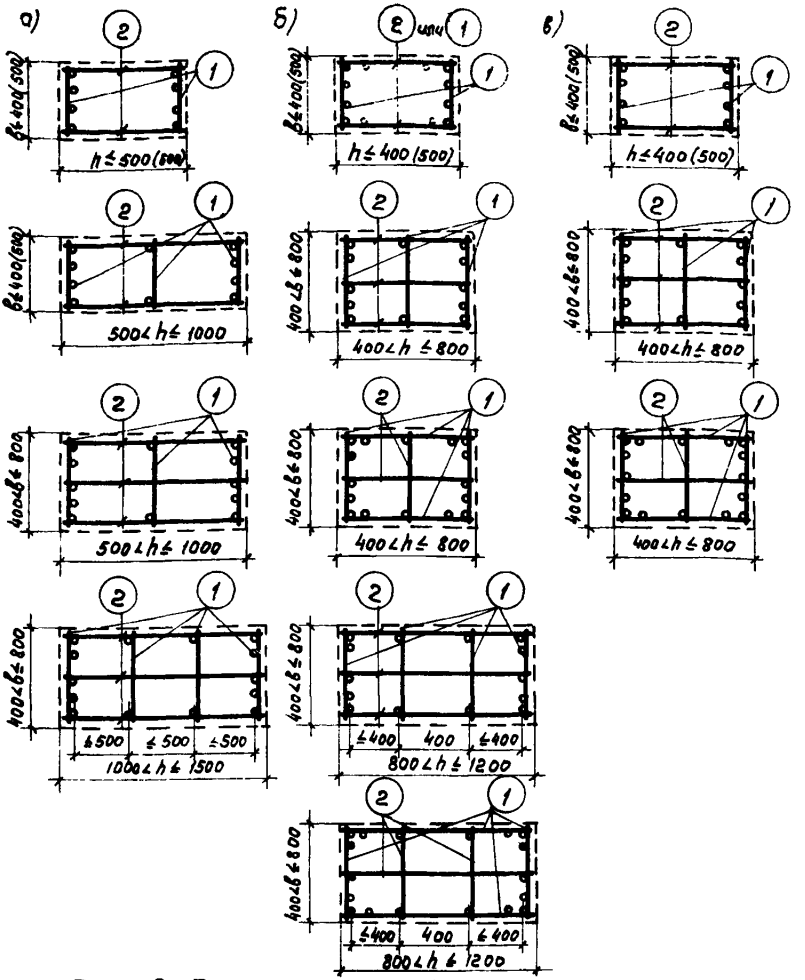
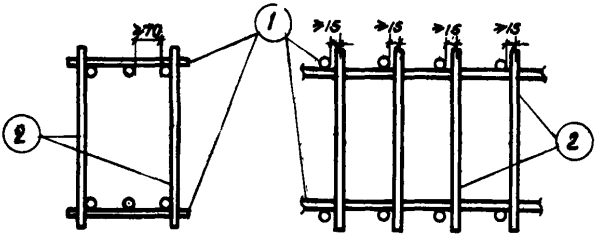


Рис.4.2. Примеры конструкций пространственных сварных каркасов колонн

а - для колонн, внецентренно сжатых в одной плоскости; б - для колонн, внецентренно сжатых в обеих плоскостях; в - для центрально сжатых колонн; I - плоский каркас; 2 - соединительный стержень (поперечный привариваемый стержень или шпилька)

В скобках приведены размеры граней при толщине защитного слоя до продольной арматуры не менее 30 мм



4.3. Конструкция сварного пространственного каркаса

I - плоские сварные каркасы; 2 - поперечные отдельные стержни, привариваемые точечной сваркой к продольным стержням плоских каркасов

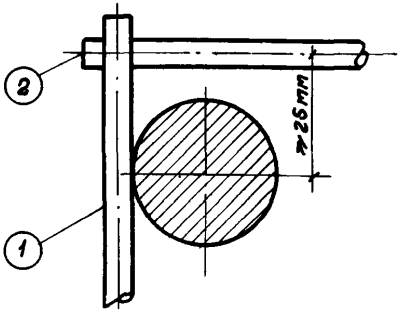


Рис.4.4. Деталь приварки соединительного стержня 2 к поперечному стержню плоского каркаса I

I - плоский сварной каркас; 2 - поперечные отдельные стержни, привариваемые точечной сваркой к продольным стержням плоских каркасов

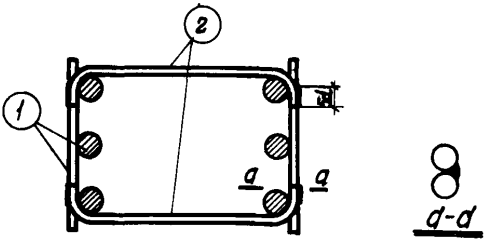


Рис.4.5. Пространственный каркас с приваркой соединительных стержней 2 дуговой сваркой

I - плоский каркас; d - диаметр соединительного стержня

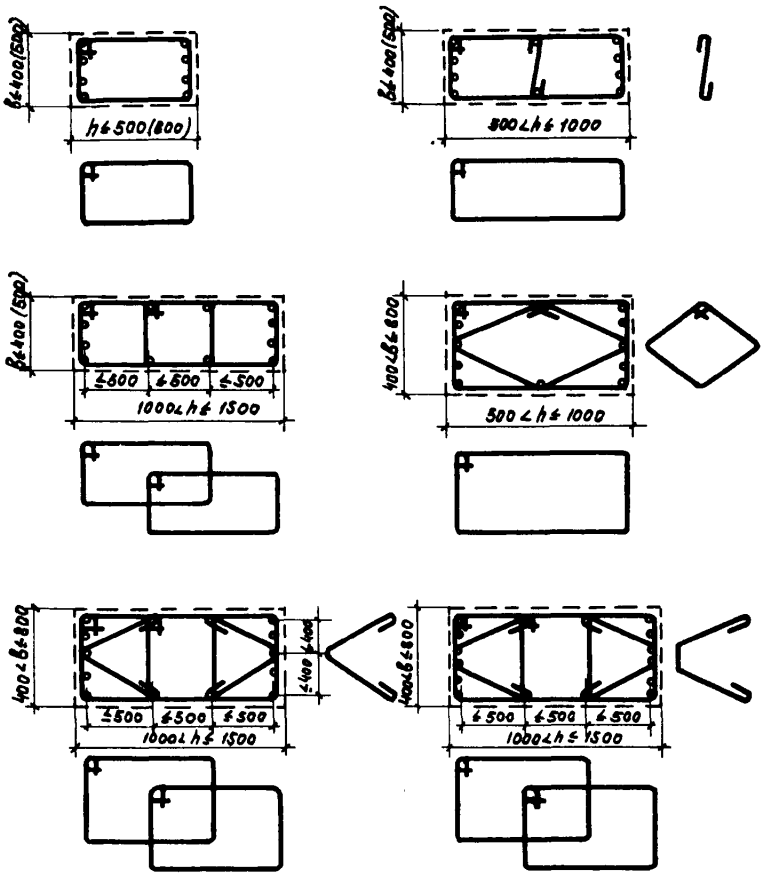


Рис.4.6. Примеры конструкций вязаных каркасов колонн, внецентренно сжатых в одной плоскости
В скобках приведены размеры граней при толщине защитного слоя до продольной арматуры не менее 30 мм

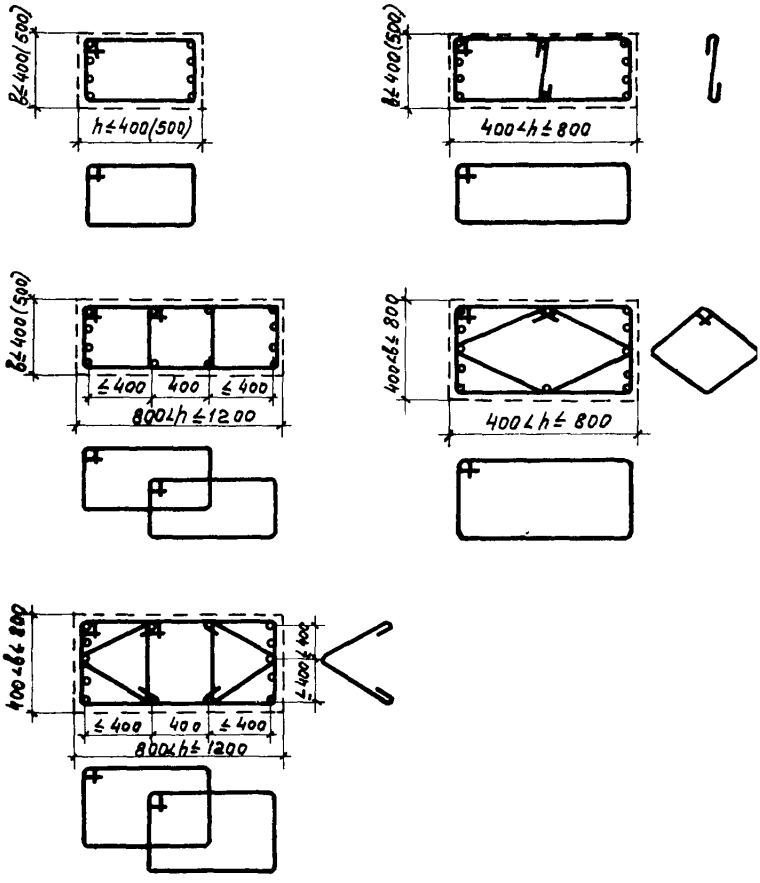


Рис.4.7. Примеры конструкций вязаных каркасов колонн, внецентренно сжатых в обеих плоскостях и центрально сжатых

В скобках приведены размеры граней при толщине защитного слоя до продольной арматуры не менее 30 мм

стакан. Бетон замоноличивания должен быть не ниже марки 150 и не ниже марки бетона стакана фундамента.

4.18. Глубина заделки колонн в стакан фундамента $H_з$ должна приниматься:

а) для колонн сплошного сечения - $H_з \geqslant h_н$;

в случае, если эксцентриситет приложения продольной силы в уровне верха стакана фундамента более $2h_н$ и при этом отношение толщины стенки стакана к высоте верхнего уступа фундамента или к глубине стакана (если глубина стакана меньше высоты верхнего уступа) менее 0,75, то $H_з \geqslant 1{,}4h_н$;

б) для двухветвевых колонн - $H_з \geqslant 0{,}5 + 0{,}33\,h_н$ и $H_з \geqslant 1{,}5b$.

Здесь $h_н$ - больший размер сечения всей колонны, м;

b - больший размер сечения ветви, м.

Кроме того, глубина заделки колонны должна обеспечивать достаточную анкеровку продольной рабочей арматуры (п.4.21).

4.19. В двухветвевых колоннах в случае наличия растяжения в одной из ветвей должна быть обеспечена прочность по контакту бетона замоноличивания со стаканом фундамента и с колонной.

Прочность по контакту с колонной определяется условием

$$N_р \leq 2(b+h)H_з R_{сц}\,, \qquad (4.2)$$

где $N_р$ - растягивающая сила в ветви;

h - меньший размер сечения ветви;

$R_{сц}$ - расчетное сопротивление сцепления, принимаемое

равным 0,2 R_p - при изготовлении колонны в металлической опалубке и 0,4 R_p - при изготовлении колонны в деревянной опалубке; при этом расчетное сопротивление растяжения R_p принимается для бетона замоноличивания.

В случае изготовления стакана фундамента в металлической опалубке должна быть дополнительно проверена прочность контакта бетона замоноличивания с бетоном стакана по формуле

$$N_p \leq (2h_н + h - b + 0{,}2)\,\mu_з R'_{сц}, \qquad (4.2а)$$

где расчетное сопротивление сцепления $R'_{сц}$ допускается принимать равным 0,18 R_p, размерность - тонны и метры.

Если не выполняется условие (4.2) в колонне должны предусматриваться шпонки (рис.4.9), устраиваемые, как правило, по бóльшим сторонам ветвей.

4.20. Размеры бетонных шпонок (см.рис.4.9)* должны определяться по следующим формулам

$$\delta_ш \geq \frac{N_p}{R_{пр} \cdot l_ш \cdot n_ш} \qquad (4.3)$$

$$h_ш \geq \frac{N_p}{2R_p\, l_ш\, n_ш} \qquad (4.4)$$

где $\delta_ш$ - глубина шпонки; принимается равной 2,0-2,5 см, но не более толщины защитного слоя бетона;

$l_ш$ - длина шпонки;

---

* См.стр. 158

$h_ш$ - высота шпонки, не более 10 см;

$n_ш$ - количество шпонок; в плоскости среза учитывается в расчете не более 5 шт.

Проверять следует как шпонки колонны, так и шпонки бетона замоноличивания, принимая $R_{пр}$ и $R_р$ как для бетонных конструкций.

Для удобства распалубливания в шпонках должны предусматриваться скосы.

Шпонки должны располагаться от верха стакана фундамента не ближе, чем на 200 мм.

Примечание. В тех случаях, когда колонны имеют распорку, верх которой расположен ниже верха стакана фундамента на 200 мм и более, допускается учитывать в качестве дополнительного анкера эту распорку. При этом несущую способность распорки следует принимать равной несущей способности одной шпонки; усилие, воспринимаемое распоркой, можно учитывать также и при наличии 5-ти шпонок сверх тех усилий, которые воспринимаются шпонками.

4.21. Продольная рабочая арматура колонн должна быть заведена за верхнюю грань стакана фундамента на длину не менее величин, приведенных в таблице 4.6.

Таблица 4.6

Длина заделки арматуры колонн в фундаменте

Класс стали	Марка бетона	Длина заделки арматуры l_a		
		растянутых стержней внецентренно сжатых колонн	стержней растянутых ветвей двухветвевых колонн	сжатых стержней
А-III	200	30 d	35 d	20 d
	≥ 300	25 d	30 d	20 d
А-II	200	25 d	30 d	15 d
	≥ 300	20 d	25 d	15 d

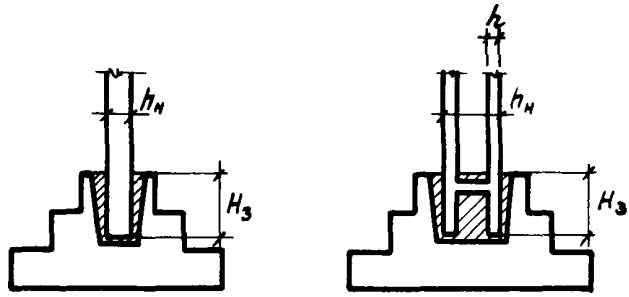


Рис.4.8. Схема установки колонн в фундаменты

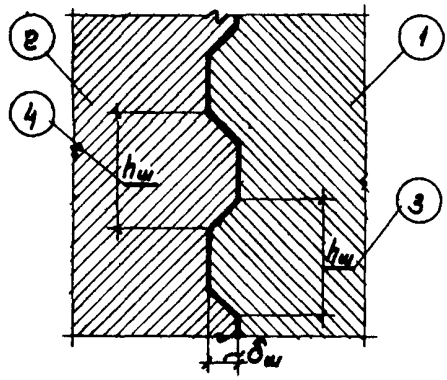


Рис.4.9. Схема шпоночного соединения колонны с бетоном замоноличивания

I - колонна; 2 - бетон замоноличивания; 3 - высота шпонки колонны; 4 - высота шпонки замоноличивания

Если площадь сечения анкеруемых стержней превышает требуемую по расчету, то длину их анкеровки допускается принимать равной $\frac{\ell_a N_a}{R_a F_a}$, где N_a - усилие, которое должно быть воспринято анкеруемыми стержнями;

$R_a F_a$ - усилие, которое может быть воспринято анкеруемыми стержнями.

Допускается также уменьшать длину анкеровки продольных рабочих стержней при устройстве на их концах анкерующих шайб или высаженных головок и при условии обеспечения прочности на выкалывание бетона (см. "Инструкцию по проектированию железобетонных конструкций", изд.1968 г.).

При устройстве анкерующих шайб длина анкеровки может приниматься равной $15\,d$ (диаметр шайбы $d_ш \approx 3{,}0\,d$, толщина шайбы $\delta_ш \geq 0{,}65\,d$). При устройстве высаженных головок длина анкеровки может уменьшаться на $5d$.

Консоли

4.22. Для опирания подкрановых балок, стропильных конструкций, фундаментных балок и т.п. в колоннах устраивают железобетонные короткие консоли. Консоли должны удовлетворять требованиям п.п.7.43-7.45 СНиП II-В.I-62.*

Примечание. Консоли, несущие местную нагрузку (рабочие площадки, лестницы и т.п.) или размещаемые перпендикулярно плоскости железобетонных консолей, следует устраивать в виде стальных столиков, приваримаемых к закладным деталям колонн.

4.23. Размеры подкрановой консоли устанавливаются в соответствии с рис.4.10.* При этом высота консоли определяется прочностью по поперечной силе.

Высота подкрановой консоли назначается из условия

* См.стр.164

а) при $\frac{B_1}{2} \leq C_1$ (рис.4.II,а)

$$P \leq \frac{m R_p B (h_0 + 0.5B_1 - C_1)^2}{h_0 - C_1} \qquad (4.5)$$

б) при $\frac{B_1}{2} > C_1$ (рис.4.II,б)

$$P \leq \frac{1.8 m R_p B h_0^2 B_1}{(0.5B_1 \pm C_1)(1.8h_0 - 0.5B_1 \mp C_1)}, \qquad (4.6)$$

где P - вертикальная нагрузка на консоль;

h_0 - рабочая высота консоли в месте примыкания к грани колонны;

B_1 - ширина площадки опирания подкрановой балки;

B - ширина колонны и консоли;

C_1 - расстояние от оси подкранового рельса до ближайшей грани подкрановой части колонны с учетом неблагоприятного его смещения вследствие неточности монтажа, принимаемого равным 3 см;

m - коэффициент условий работы консоли, принимаемый равным I,0 при кранах тяжелого режима работы с жестким подвесом, I,6 - при кранах среднего и тяжелого режима работы с гибким подвесом и при кранах среднего режима работы с жестким подвесом, 2,2 - при кранах легкого режима работы.

В формуле (4.6) верхние знаки принимаются при расположении оси подкрановой балки вне сечения подкрановой части колонны (рис.4.II,б), нижние знаки - при расположении оси подкрановой балки внутри сечения подкрановой части колонн (рис.4.II,в).

4.24. Размеры консоли для опирания стропильных кон-

струкций назначают в соответствии с рис.4.12*, при этом высота консоли из условия обеспечения прочности по поперечной силе должна быть не менее:

а) при $\ell_{оп} \leq \ell - a_1$ (рис.4.13)

$$h_0 = \frac{0.9P}{4R_p b} + \sqrt{\left(\frac{0.9P}{4R_p b}\right)^2 + \frac{P(\ell - a_1 - 0.5\ell_{оп})}{2R_p b}} \quad (4.7)$$

б) при $\ell_{оп} > \ell - a_1$

$$h_0 = \frac{0.9P(\ell - a_1)}{4R_p b\, \ell_{оп}} + \sqrt{\left[\frac{0.9P(\ell - a_1)}{4R_p b\, \ell_{оп}}\right]^2 + \frac{P(\ell - a_1)^2}{4R_p b \ell_{оп}}} \quad (4.8)$$

В формулах (4.7) и (4.8)

$\ell_{оп} = \frac{P}{b_б R_{пр}}$ – длина условной площадки опирания стропильной конструкции;

P – вертикальная нагрузка, передающаяся со стропильной конструкции на колонну;

$b_б$ – ширина стропильной конструкции (или ширина колонны, если она менее ширины стропильной конструкции);

a_1 – расстояние от наружной грани подкладки до грани консоли;

ℓ – ширина сечения колонны и консоли.

Вылет консоли ℓ назначается из условия обеспечения опирания стропильной конструкции с учетом неблагоприятного ее смещения вследствие неточности монтажа.

4.25. Помимо расчета по поперечной силе должен производиться расчет консоли по прочности на действие изгибающего момента и проверяться напряжения смятия в местах предельной нагрузки на консоль, при этом расчет консолей на выносливость допускается не производить.

* См.стр. 165

Напряжения смятия не должны превышать $R_{пр}$.

Сечение продольной арматуры консоли следует подбирать по увеличенному на 25% моменту, действующему по грани примыкания консоли к нижележащему участку колонны. При этом нагрузка на консоль, несущую стропильные конструкции, принимается распределенной равномерно на длине площадки опирания $\ell_{оп}=\frac{P}{B_б R_{пр}}$ (см.рис.4.13); если $\ell < \ell_{оп}$, то учитывается часть нагрузки, находящаяся в пределах вылета консоли ℓ .

4.26. Консоли армируют продольной, окаймляющей их арматурой, отогнутыми стержнями и хомутами (наклонными или горизонтальными) или поперечными стержнями.

В качестве продольной арматуры и отогнутых стержней следует применять сталь класса А-Ш, допускается применять сталь класса А-П.

В качестве хомутов и поперечных стержней следует применять сталь класса А-I.

Пространственные арматурные каркасы консолей образуют из плоских сварных каркасов, объединенных хомутами или поперечными стержнями. При сложном армировании консолей (большое количество пересекающихся стержней, наличие закладных элементов для крепления связей в пределах консоли и т.п.) каркасы выполняют полностью вязаными.

4.27. Консоли армируют:

а) при высоте консоли в месте примыкания к колонне $h \leq 2,5C$, - наклонными хомутами (рис.4.14,а);

б) при высоте консоли в месте примыкания к колонне $h > 2,5C$, - отогнутыми стержнями и горизонтальными хомутами (рис.4.14,б), при $h > 3,5\ C$, и $P \leq R_p B h_0$ отогнутые

стержни допускается не ставить (рис.4.I4,в).

Диаметр хомутов принимается согласно п.4.8; шаг хомутов должен быть не более I50 мм и не более $\frac{h}{4}$. Диаметр отогнутых стержней должен быть не более $\frac{I}{I5}$ длины отгиба $\ell_{от}$ (рис.4.I4,б) и не более 25 мм.

Суммарное сечение отгибов и наклонных стержней, пересекающих верхнюю половину наклонной линии (отрезок ℓ_2 на рис.4.I4,а,б), идущей от оси груза к углу примыкания нижней грани консоли к колонне, должно быть не менее 0,002 bh_o.

4.28. Продольная арматура консолей должна быть надежно заанкерена как в теле колонны, так и у конца консоли.

В консолях, где расстояние ℓ_3 от оси груза до окончания арматуры (см.рис.4.I4) не превышает I5 d –

– при марке бетона 200 и I0 d – при марке бетона 300 и более, продольная арматура должна быть снабжена анкерами (шайбы, уголки и т.п.).

При односторонней консоли, расположенной не в уровне верха колонны, продольная арматура консоли должна быть заведена за грань колонны на расстояние, принимаемое не менее величин, приведенных в табл.4.5 и в любом случае доведена до противоположной грани колонны.

При односторонней консоли, расположенной в уровне верха колонны, продольная арматура консоли должна быть заведена в тело колонны, вниз от верхней грани, на расстояние не менее величин, приведенных в табл.4.5.

Стержни, расположенные вдоль наклонной грани консоли, а также нижние концы отогнутых стержней, должны заводиться в толщу бетона колонны за пределами консоли на I50 мм (см.рис.4.I4).

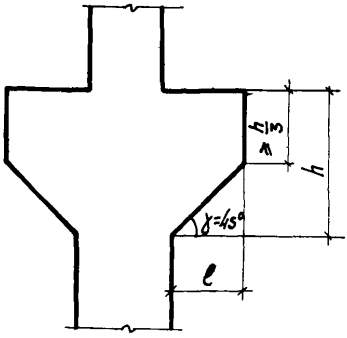


Рис.4.IO. Размеры подкрановой консоли
h - не менее 200 мм и кратно IOO мм; ℓ - не менее 200 мм, кратно 50 мм до 400 мм и далее кратно IOO мм

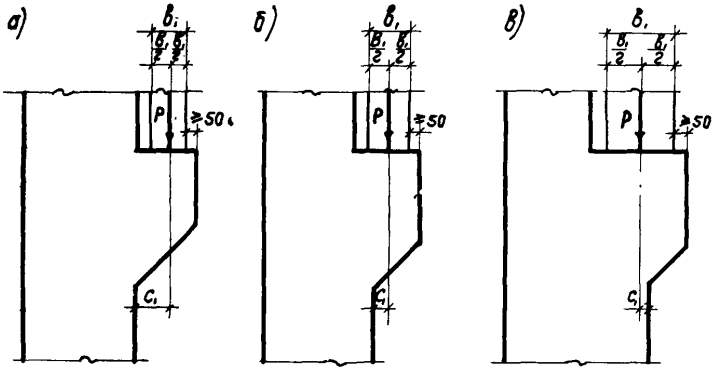


Рис.4.II. Схемы приложения крановой нагрузки

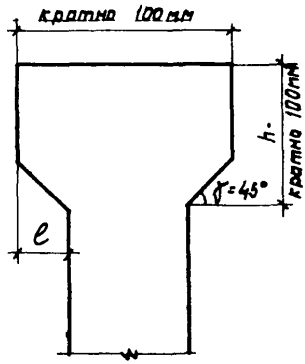


Рис.4.I2. Размеры консоли для опирания стропильных конструкций

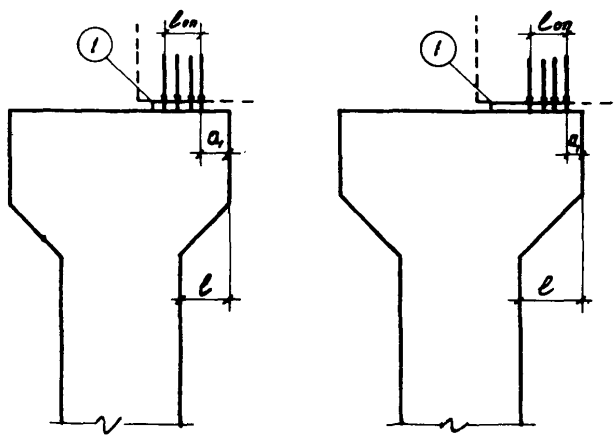


Рис.4.I3. Схемы приложения нагрузки от покрытия
I - подкладка

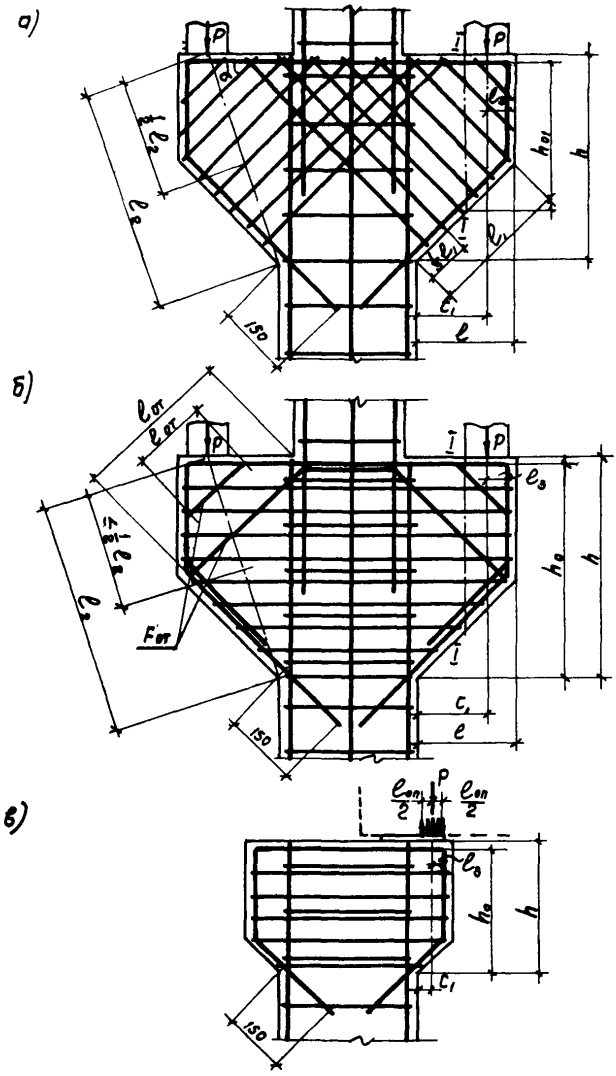


Рис.4.I4. Армирование консоли
а - наклонными хомутами; б - отогнутыми стержнями и горизонтальными хомутами; в - горизонтальными хомутами или поперечными стержнями

Элементы двухветвевых колонн

4.29. Разбивку распорок двухветвевых колонн рекомендуется производить так, чтобы расстояния между осями распорок были одинаковыми и не превышали 8-10 h, где h - меньший размер сечения ветви колонны.

При необходимости устройства прохода в уровне пола расстояние от чистого пола до низа первой надземной распорки не должно быть менее 1,8 м.

На нижнем конце двухветвевой колонны рекомендуется устраивать распорку ниже уровня пола. Привязка этой распорки назначается из условия унификации опалубочных форм колонн, а также условий транспортировки и монтажа. В распорке, располагаемой в пределах высоты стакана фундамента, следует предусматривать отверстия для облегчения бетонирования при заделке стакана. Переход от грани ветви к грани распорки должен быть плавным. Для обеспечения удобства распалубливания в "окнах", образуемых ветвями и распорками, со всех 4-х сторон могут предусматриваться уклоны граней $i = 3-4\%$.

Высоту распорок рекомендуется принимать равной:

а) для рядовых распорок - $1,0\,h + 2,0\,h$;

б) для распорки в месте изменения сечения колонны (верхней) - не менее удвоенной высоты рядовой распорки (при строгом выполнении условия $Q \leq 0,25\,\beta h_0 R_u$, где

Q - поперечная сила в распорке;

β - ширина распорки);

в) для распорки, располагаемой в пределах стакана фундамента - не менее 200 мм.

Ширину распорок рекомендуется принимать равной ни-

рине ветви.

Армирование распорок принимается симметричным при обеих сжатых ветвях.

При наличии растяжения в одной из ветвей колонны (в этом случае отрицательный момент в распорке значительно превышает положительный) продольное армирование распорок принимается несимметричным (рис.4.15)*.

Продольные стержни распорок должны быть заанкерены в ветвях; длина заведения стержней за грань ветви должна быть не менее величин, приведенных в табл.4.5.

Допускается требуемую длину анкеровки обеспечивать за счет отгиба стержней в ветвь, при этом длина прямолинейного участка у начала зоны анкеровки должна быть не менее $0,5\ \ell_a$.

При сварных каркасах распорок допускается уменьшать длину анкеровки стержней при условии выполнения требований п.4.21, при этом диаметр крайних поперечных вертикальных стержней каркаса должен приниматься равным наибольшему диаметру продольных стержней каркаса.

В пределах узла сопряжения рядовой распорки с ветвью должна быть установлена дополнительная вертикальная и горизонтальная поперечная арматура диаметром не менее 5 мм с шагом не нее 100 мм, эту дополнительную арматуру рекомендуется устанавливать по плоскостям, соответствующим вертикальной арматуре каркасов распорки.

В случае, если при установке распорок необходимо разрезать поперечные стержни каркасов ветвей, следует взамен разрезанных стержней устанавливать шпильки.

Верхняя распорка армируется продольной рабочей армату-

* См.стр. 171

рой, располагаемой по верхней и нижней грани распорки, горизонтальными и вертикальными хомутами (стержнями) и отгибами (рис.4.I6). При устройстве в уровне верхней распорки подкрановых консолей должны выполняться требования п.п.4.22-4.28.

При действии вертикальной нагрузки и сосредоточенного момента, усилия в верхней распорке определяются как в шарнирно опертой балке пролетом равным (рис.4.I7):

- при расчете прочности - расстоянию между осями ветвей;

- при расчете трещиностойкости - расстоянию в свету между ветвями плюс 0,4 высоты сечения ветви.

При действии горизонтальных нагрузок усилия в верхней распорке определяются как в элементе рамы, считая распорку бесконечно жесткой.

Нижняя продольная рабочая арматура подбирается по положительному моменту, действующему по грани верхнего прямоугольного участка колонны (сеч. I-I, рис.4.I7). Верхняя продольная рабочая арматура подбирается по большему из отрицательных моментов, действующих по грани верхнего прямоугольного участка колонны и по оси ветви (сеч.II-II, рис. 4.I7); при наличии в уровне распорки подкрановых консолей момент от крановой нагрузки учитывается дополнительно в соответствии с п.4.25.

При наличии в колонне усилий, действующих в плоскости продольной рамы, в верхней распорке возникает крутящий момент, который должен быть учтен при подборе арматуры.

Шаг горизонтальных стержней или хомутов должен быть не более I50 мм и не более $\frac{h}{4}$; шаг вертикальных стержней

или хомутов - не более 200 мм.

Суммарная площадь горизонтальных хомутов должна быть не менее $0{,}001\ b h_0$.

Суммарное сечение отгибов, пересекающих нижнюю половину наклонной линии, идущей от угла примыкания верхнего участка колонны к углу примыкания ветви (см.рис.4.16) должно быть не менее $0{,}002\ b h_0$ и не менее

$$f_0 = \frac{Q - \frac{0.15 R_u b h_0^2}{c_2}}{R_a \cdot \sin \alpha}, \qquad (4.9)$$

где Q - поперечная сила в распорке;

c_2 - расстояние от оси верхнего участка до оси соответствующей ветви;

α - угол наклона отогнутых стержней к горизонтали.

Примечание. Отгибы допускается не устанавливать при $Q < R_p b h_0$ или $Q < \frac{0.1 R_u b h_0^2}{c_2}$.

4.30. Проем в колонне в уровне подкрановых балок должен быть окаймлен сверху и снизу горизонтальными стержнями. Площадь сечения этих стержней (с каждой стороны) назначается из условия восприятия ими всей поперечной силы в данном сечении колонны; кроме того, диаметр стержней должен быть не менее 16 мм.

Расчет и армирование участка колонны над проемом при $h > 5\ c_1$ и $Q \le R_p b h_0$ должны производиться по аналогии с расчетом и армированием распорки в месте изменения сечения колонны (п.4.29). Здесь h и h_0 - высота и рабочая высота участка над проемом, c_1 - расстояние от вертикаль-

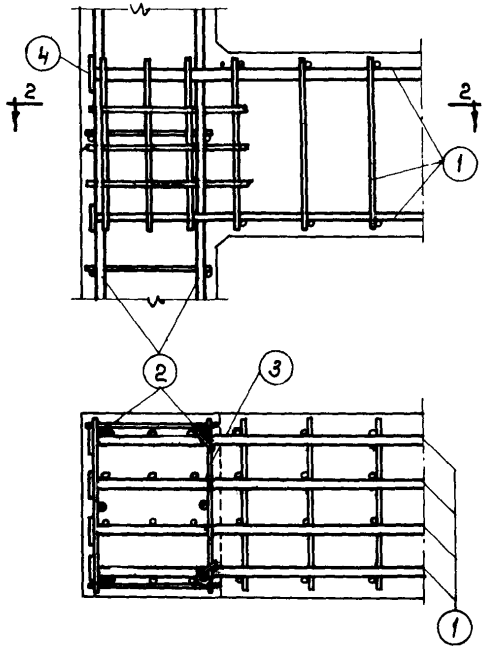


Рис.4.15. Пример армирования узла примыкания рядовой распорки к ветви двухветвевой колонны

1 - каркас распорки; 2 - каркас ветви; 3 - шпилька взамен вырезанного поперечного стержня каркаса ветви; 4 - шайба

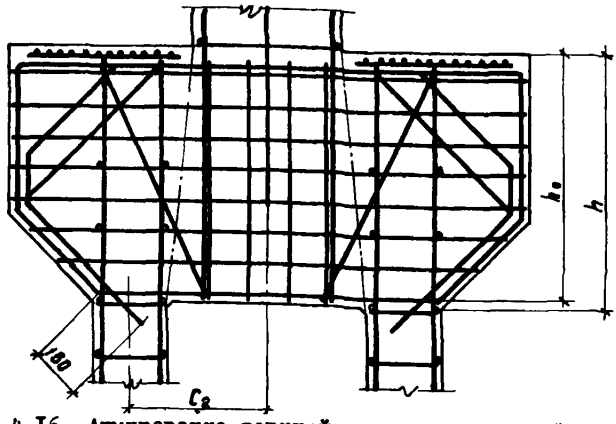


Рис.4.16. Армирование верхней распорки крановой двухветвевой колонны среднего ряда

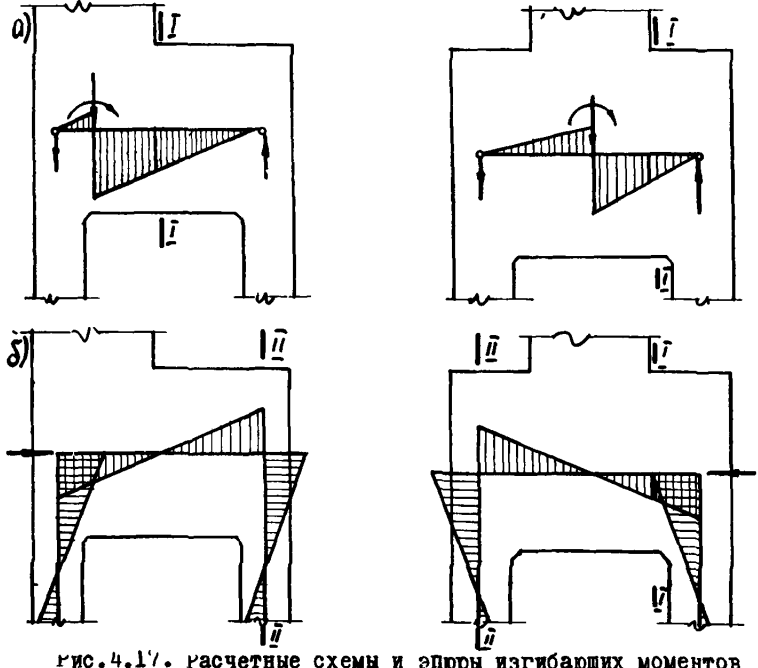


Рис.4.17. Расчетные схемы и эпюры изгибающих моментов верхних распорок двухветвевых колонн

а - при действии вертикальной нагрузки и сосредоточенного момента; б - при действии горизонтальной силы

ной оси проема до внутренней грани ветви.

Закладные детали и сетки

4.31. В местах сопряжений колонн с примыкающими элементами здания (стропильными и подстропильными балками и фермами, стенами, подкрановыми балками, связями и и т.) в колоннах следует предусматривать закладные детали (рис. 4.18)*, а при необходимости и местное усилие при помощи сеток, шпилек и т.п.

Закладные детали состоят из выступающих на поверхность бетона элементов из профильной или полосовой стали и анкеров, обеспечивающих заделку наружных элементов закладной детали в бетоне колонны.

Сетки рекомендуется проектировать сварными, с размером ячейки 50х50 мм. При использовании товарных сеток по ГОСТу 8478-66 с размером ячеек 100х100 мм сетки следует сдвигать относительно друг друга таким образом, чтобы размер ячейки становился равным 50х50 мм; сдвинутые сетки должны попарно соединяться при помощи контактной точечной сварки, при этом сварку следует производить по контуру сетки, приваривая стержни через один.

Конструирование и расчет закладных деталей, а также сеток косвенного армирования, следует производить в соответствии с требованиями "Инструкции по проектированию железобетонных конструкций" (изд. 1968).

4.32. Закладные детали для крепления стропильных и подстропильных конструкций располагаются по верху колонн. Для монтажного закрепления стропильных и подстропильных конструкций в закладных деталях в случае необходимости предусматриваются анкерные болты.

* См.стр. 177

При опирании на колонны стальных конструкций закладная деталь должна обеспечивать передачу на бетон вертикальной нагрузки, приложенной, как правило, сосредоточенно. Под закладной деталью должны быть предусмотрены сетки косвенного армирования, в количестве не менее 4-х, диаметром стержней - не менее 6 мм, назначаемые по расчету на местное смятие.

Закладные детали для крепления стропильных и подстропильных конструкций рассчитываются на усилия, полученные из статического расчета поперечной и продольной рамы.

Анкерные болты рассчитываются по резьбе на монтажные усилия. Материал анкерных болтов - круглая сталь марки Ст3 или сталь периодического профиля класса А-III. Анкерные болты из Ст.3 должны иметь на концах крюки. Длину заделки ℓ_a анкерных болтов следует назначать по табл.4.5, при этом для болтов из Ст.3 значения ℓ_a (до крюка) принимаются как для стали класса А-II. При необходимости уменьшения длины заделки на концах болтов должны предусматриваться анкерующие шайбы, пластины, высаженные головки и т.п.

4.38. Закладные детали для крепления подкрановых балок располагаются по верху подкрановой консоли, а также в уровне верха подкрановой балки. В закладных деталях, располагаемых по верху подкрановой консоли, в случае необходимости предусматриваются болты. При опирании на колонны стальных подкрановых балок закладная деталь должна обеспечивать передачу на бетон вертикальной нагрузки. Под закладной деталью должны быть предусмотрены сетки косвенного армирования, в количестве не менее 4-х, диаметром стержней не менее 6 мм, назначаемые по расчету на местное смятие.

Закладные детали, располагаемые по верху подкрановой консоли рассчитываются на усилия, полученные из статического расчета продольной рамы с учетом указания п.2.14 ;при неразрезных подкрановых балках учитывается отрывающая вертикальная опорная реакция балки.

Закладные детали колонн, располагаемые в уровне верха подкрановых балок, рассчитываются на сдвигающую или отрывающую силу от поперечного торможения крановой тележки, с учетом указания п.2.14.

4.34. Закладные детали для крепления стен обычно принимаются в виде двух уголков, располагаемых по боковым граням колонн и привариваемых к продольной рабочей арматуре колонн ; выше и ниже детали должно быть предусмотрено по одному дополнительному хомуту.

Закладные детали рассчитываются на отрывающую силу от действия ветровой нагрузки на стены /с аэродинамическим коэффициентом - 0,8 в стадии эксплуатации и 0,6+0,8=1,4 - в стадии монтажа/ и горизонтальную реакцию R , возникающую от несовпадения линии действия нагрузки от веса стен и опорной реакции в опорном столике /рис. 4.19/.

В торцовых основных колоннах предусматриваются закладные детали, к которым привариваются промежуточные стальные конструктивные элементы каркаса торцовых стен ; эти закладные детали рассчитываются на отрывающую силу от действия ветровой нагрузки.

4.35. Закладные детали для крепления опорных консолей, несущих вертикальную нагрузку от веса стен, принимаются в виде полосы с анкерными стержнями, а в необходимых случаях и с упорными коротышами. Анкерные стержни должны быть надежно заделаны в бетоне колонны; по концам их, при необхо-

димости, должны быть предусмотрены шайбы, высаженные головки и т.п. Закладные детали рассчитываются на сдвигающую силу и изгибающий момент от веса стен.

В двухветвевых колоннах в пределах ветви, где расположена закладная деталь, поперечная арматура должна быть подобрана как во внецентренно-растянутом элементе с малыми эксцентриситетами в соответствии со СНиП П-В.I-62* и "Инструкцией по проектированию железобетонных конструкций" (изд. 1968 г.).

4.36. Закладные детали для крепления вертикальных связей располагаются по боковым граням колонн и состоят из полос, соединенных между собой анкерами в виде стержней или полос (уголков).

Закладные детали для крепления вертикальных связей рассчитываются на сдвигающую и отрывающую силу от действия торможения и ветра в плоскости продольной рамы.

4.37. Конструкция закладных деталей для крепления трубопроводов, площадок, лестниц и т.п. принимается в зависимости от вида примыкающей конструкции, характера и величины действующих нагрузок. При небольших значениях нагрузок эти детали рекомендуется не закладывать в колонны при изготовлении, а пристреливать после монтажа колонны при помощи строительно-монтажного пистолета. Место пристрелки должно назначаться таким образом, чтобы исключалась возможность повреждения арматуры.

При небольших нагрузках возможна также установка охватывающих колонну стяжных хомутов (без нарушения защитного слоя), к которым крепятся примыкающие конструкции.

4.38. В случаях, когда при эксплуатации здания воз-

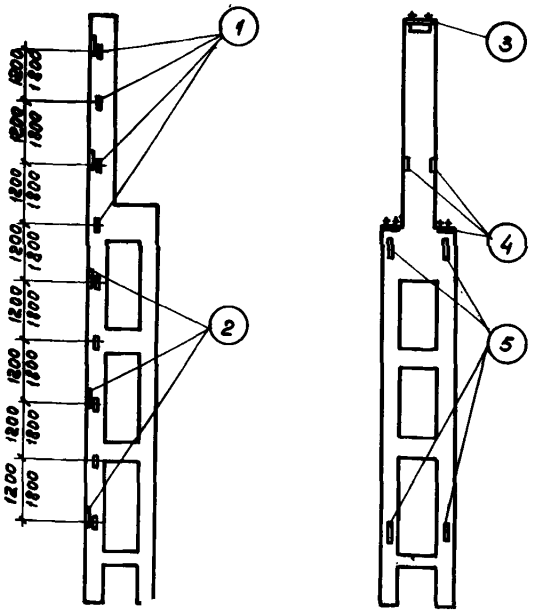


Рис.4.I8. Примеры расположения закладных деталей в колоннах

I - закладные детали для крепления стен ; 2 - закладные детали для крепления несущих опорных столиков ; 3 - закладная деталь для крепления стропильных конструкций ; 4 - закладные детали для крепления подкрановых балок ; 5 - закладные детали для крепления вертикальных связей

На схеме колонны крайнего ряда условно показаны только закладные детали для крепления стен (с разбивкой по высоте) и столиков

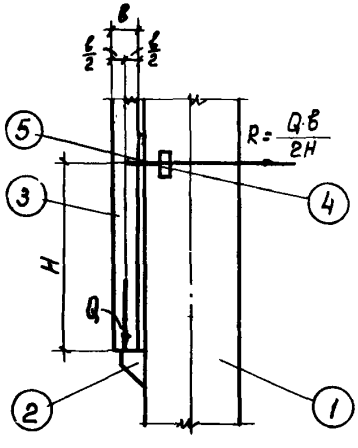


Рис.4.I9. Схема передачи нагрузок от веса стеновых панелей на закладную деталь для крепления стен

I - колонна; 2 - опорная консоль; 3 - стеновая панель; 4 - закладная деталь для крепления стеновой панели; 5 - связь панели с колонной; в - ширина панели; Q - вес панелей, опирающихся на опорную консоль; H - расстояние от оси закладной детали 4 до верха опорной консоли

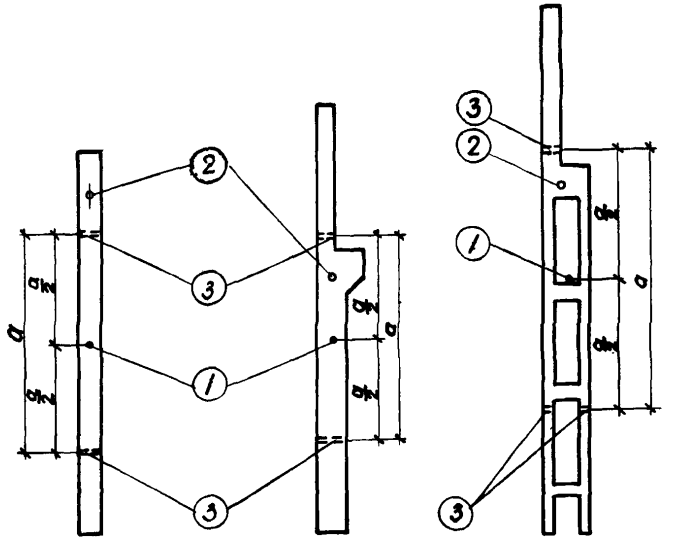


Рис.4.20. Примеры расположения отверстий для строповки колонн при изготовлении, транспортировании и монтаже

I - центр тяжести колонны; 2 - отверстие для строповки при монтаже; 3 - отверстие для строповки при транспортировании

можны околы граней колонны (при напольном транспорте и т.п.), углы колонн рекомендуется обрамлять закладными деталями из уголков, заанкеренных в теле колонны; при этом размер уголка, диаметр и шаг анкерующих стержней назначается в зависимости от величины действующих нагрузок.

4.39. В колоннах следует предусматривать отверстия для строповки или подъемные петли. Выбор между отверстием или петлей производится в зависимости от схемы строповки и конструкции траверсы, строп и захватных приспособлений. Отверстия и петли для строповки при изготовлении и транспортировании колонн должны располагаться симметрично относительно центра тяжести колонны (рис.4.20) Диаметр петель назначается в соответствии с указаниями "Инструкции по проектированию железобетонных конструкций" (изд.1968 г.).

В случае, если при подъеме колонны возможно смятие или выкалывание бетона в месте расположения отверстий для строповки, в отверстиях должна предусматриваться установка закладных газовых трубок, анкеруемых в бетоне колонны при помощи стержней периодического профиля.

Приложение

Расчет каркасов одноэтажных зданий по деформированной схеме

Основные положения

I. Каркас рассчитывается по деформированной схеме как упругая, нелинейно деформируемая система с учетом влияния продольного изгиба, а также трещин и неупругих деформаций бетона на кривизну и, соответственно, жесткость колонн. Жесткость сечения колонны с трещиной определяется как произведение изгибающего момента относительно геометрической оси колонны на радиус кривизны деформированной оси. Жесткость колонны принята постоянной ("эквивалентной") по всей длине призматической колонны или по длине каждого из участков ступенчатой колонны. При расчете в плоскости поперечной рамы эквивалентная жесткость принята линейно зависящей (при наличии трещин) от смещения верха колонны. При определении перемещения каркаса принято, что бетон колонн имеет средние (нормативные) характеристики, при проверке прочности сечений принимаются пониженные (расчетные) его характеристики. Влияние длительности действия нагрузки учитывается путем снижения жесткости колонн.

В результате расчета определяются усилия в сечениях колонн (для проверки прочности) и проверяется устойчивость каркаса или его предельное равновесие, за которое принимается состояние, соответствующее максимальной отпорности каркаса.

Расчет каркаса в плоскости поперечной рамы выполняется в следующей последовательности:

а) устанавливается зависимость жесткости колонн от направления и величины смещения их верха;

б) определяется перемещение каркаса от совместного действия вертикальных и горизонтальных нагрузок;

в) находится горизонтальная реакция верха каркаса, соответствующая его предельному равновесию;

г) определяются усилия в сечениях колонн.

2. Зависимость жесткости колонн от смещения устанавливается для колонн, отличающихся геометрическими или физическими характеристиками (длиной, размерами сечения, количеством арматуры, маркой бетона) и нагрузками, приложенными непосредственно к колонне (местными нагрузками).

Примечание. Если вертикальная нагрузка на колонны поперечных рам у торца здания или у температурного шва не превышает нагрузки на соответствующие колонны примыкающей рядовой поперечной рамы, а сами колонны приняты одинаковой несущей способности, то для колонн рам у торца здания или у температурного шва допускается не определять зависимость жесткости от смещения, принимая эту зависимость как для соответствующих колонн промежуточных рам.

Для колонн рам, примыкающих к наиболее нагруженной крановой нагрузкой раме (см.рис.2.2), допускается зависимость жесткости от смещения не определять, принимая эту зависимость как для колонн, не загруженных крановыми нагрузками.

3. Жесткость[x/] сечения колонны без трещин в интервале действия моментов 0-$M_т$ (рис.1)[**], где $M_т$ - момент трещиностойкости сечения, определяется по формуле

$$B_т = \frac{0{,}85 E_б J_п}{\zeta} \qquad (1)$$

где $E_б$ - начальный модуль упругости бетона при сжатии и растяжении;

[x/] Далее под термином "кратковременная нагрузка" понимается статическая нагрузка, во время действия которой в бетоне не успевают проявиться неупругие деформации ползучести. "Длительная нагрузка" - нагрузка, действие которой продолжается достаточное время для проявления основной части деформаций ползучести. Соответствующие этим нагрузкам "кратковременная жесткость" и "длительная жесткость".

[**] См.стр. 228

$J_n = J_б + J_а \cdot n$ - приведенный к бетонному момент инерции сечения;

n - отношение модулей упругости бетона и стали;

θ - коэффициент, принимаемый равным:

I,0 - при кратковременном действии нагрузок;

I,5 - при длительном действии нагрузок и относительной влажности помещений более 70%;

2,0 - при длительном действии нагрузок и относительной влажности помещений от 40% до 70%;

3,0 - при длительном действии нагрузок и относительной влажности помещений до 40%.

Момент M_T определяется без учета работы бетона на растяжение, как произведение продольной силы в сечении N на расстояние от ядровой точки до центра тяжести сечения $r_я$.

$$M_T = N \cdot r_я \qquad (2)$$

Жесткость сечения колонны с трещиной в интервале моментов $M_T - M_p$ (где M_p - предельный расчетный момент по прочности относительно геометрической оси колонны, который может быть в соответствии со СНиП П-В.I-62* воспринят сечением при наличии данной продольной силы) допускается при постоянной величине продольной силы принимать линейно зависящей от величины момента в сечении (см рис.I) и определять по интерполяционной формуле

$$B = \frac{B_T(M_p - M) + B_p(M - M_T)}{M_p - M_T}. \qquad (3)$$

В формуле (3) жесткость B_p соответствует моменту M_p и определяется по формуле

$$B_p = \frac{M_p \rho_p}{C}, \qquad (4)$$

где радиус кривизны деформированной оси колонны ρ_p определяется по формуле (173) СНиП II-В.I-62*, принимая $\psi_a = I$ и $\nu = 0,4$.

В формуле (3) M_T и M_p - того же знака, что и М.

4. При наличии трещин в заделке колонны эквивалентная жесткость призматической колонны или нижнего участка ступенчатой колонны принимается линейно зависящей от смещения верха колонны Δ_K и определяется по формуле

$$B_{экв} = A - \mathcal{D} \cdot \Delta_K \qquad (5)$$

Коэффициенты А и Д определяются по интерполяционным формулам

$$A = \frac{\Delta_p B_T - \Delta_T B_{экв\,p}}{\Delta_p - \Delta_T} \qquad (6)$$

$$\mathcal{D} = \frac{B_T - B_{экв\,p}}{\Delta_p - \Delta_T} \qquad (7)$$

где Δ_T и Δ_p - смещение верха колонны, соответствующее при данной продольной силе моменту в заделке колонны соответственно M_T и M_p при жесткости соответственно B_T и $B_{экв\,p}$;

$B_{экв\,р}$ – эквивалентная жесткость призматической колонны или нижнего участка ступенчатой колонны при смещении верха колонны Δ_p и моменте в заделке M_p .

5. Длительность действия нагрузки учитывается при определении изгибающих моментов в колонне от местных длительных нагрузок, а в случае учета перемещения каркаса от длительных нагрузок (при несимметричных каркасах или несимметрично приложенной длительно действующей нагрузке см.п.3.2), и при определении изгибающих моментов от смещения колонны и при нахождении реакции верха каркаса, соответствующей его предельному равновесию.

Влияние длительной местной нагрузки допускается учитывать путем умножения изгибающих моментов от этих нагрузок, вычисленных при отсутствии смещения верха колонны, на коэффициент $K_{дл}$, определяемый по формуле

$$K_{дл} = \frac{1 + \frac{NH^2}{5E_б J_б}}{1 + \frac{NH^2}{10E_б J_б}} , \qquad (8)$$

где N – полная вертикальная нагрузка, действующая на колонну;

H – высота колонны,

$E_б$ и $J_б$ – модуль упругости бетона и момент инерции бетонного сечения колонны в месте заделки.

6. Поступательное перемещение верха середины каркаса[x] Δ

[x] Здесь и далее под термином "каркас" имеется в виду система колонн в пределах температурного блока, связанная жестким диском покрытия, а под термином "середина каркаса" – центр жесткости, местоположение которого устанавливается по п.3.5.

в плоскости поперечной рамы определяется решением канонического уравнения метода деформаций

$$R + \sum_{i=1}^{n} (\Delta + f_{pi}) r_i = 0, \qquad (9)$$

где R – суммарная горизонтальная реакция верха шарнирно закрепленного каркаса;

f_{pi} – расчетное принудительное смещение верха i -ой колонны от температурных воздействий и удлинения нижних граней конструкций покрытия;

r_i – реакция верхней опоры i -ой колонны при ее единичном смещении, при жесткости колонны, соответствующей кратковременному действию нагрузки и смещению верха колонны, равному $\Delta_K = \Delta + f_{pi}$

Суммарная реакция R определяется по формуле

$$R = \sum_{1}^{m} R_{Bi}^{o} - W \qquad (10)$$

где R_{Bi}^{o} – реакция верхней неподвижной опоры i -ой колонны от местных нагрузок, приложенных непосредственно к колонне;

W – ветровая нагрузка с надколонной части здания.

Расчетное принудительное смещение верха колонны f_p определяется из условия равенства момента в заделке колонны от длительного действия полного принудительного смещения колонны f_n и момента от кратковременного действия расчетного смещения f_p ; в обоих случаях принимается полная продольная сила.

Полное принудительное смещение колонны f_n определяется относительно несмещающейся точки в соответствии с п.п.

3.5, 3.6, 3.7. Допускается расчетное принудительное смещение колонн принимать равным полному принудительному смещению f_n, деленному на коэффициент С (см.п.2). При учете перемещения каркаса от длительных нагрузок в формуле (9) реакция R принимается только от кратковременных нагрузок, а расчетное принудительное смещение колонн f_n определяется из условия равенства момента в заделке колонны от длительного действия длительных нагрузок и полного принудительного смещения колонны и момента от кратковременного действия расчетного смещения f_p.

Примечание. Если для колонн поперечных рам у торца здания или у температурного шва характеристики жесткости приняты такими же как и для соответствующих колонн рядовых рам (см.п.2), то и вертикальная нагрузка при определении τ_j и $R_{вj}$ для этих колонн должна приниматься такой же, как и для колонн рядовых рам.

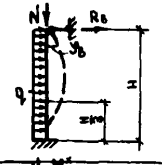
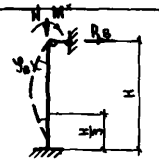
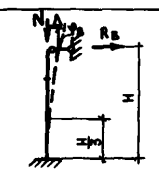
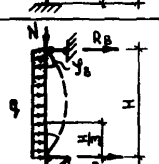
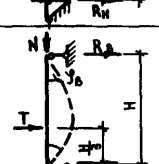
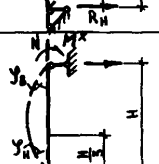
7. Горизонтальная реакция верха каркаса $R_{уст}$, соответствующая предельному равновесию каркаса (потери устойчивости II рода), должна не менее, чем на 20% превышать по абсолютной величине суммарную реакцию верха каркаса R.

8. Моменты в сечениях колонны, реакции опор и углы поворота от совместного действия вертикальных и горизонтальных нагрузок определяются с использованием формул табл. I. Эти формулы справедливы при $\varphi = \frac{NH^2}{B_{экв}} \leq 2{,}4$, где H - длина стержня постоянного сечения, N - продольная сила в нем.

Усилия в сечениях колонны определяются суммированием усилий, действующих в колонне при отсутствии смещения ее верха, с усилиями от смещения верха колонны. Смещение верха колонны Δ_K находится как алгебраическая сумма перемещения верха середины каркаса и расчетной (см.п.6) величины принудительного смещения верха рассматриваемой колонны

Таблица I

Формулы для определения изгибающих моментов, углов поворота и опорных реакций стержней постоянного сечения

№ п/п	Схема стержня	Формулы для определения		
		моментов в сечениях	углов поворота	горизонтальных реакций опор
1		$M_1=-\frac{5qH^2}{72}(1+0{,}07\omega)$ $M_2=-\frac{qH^2}{36}$ $M_H=\frac{qH^2}{6}(1+0{,}04\omega)$	$\varphi_B=\frac{qH^3}{48b}(1+0{,}05\cdot\omega)$	$R_B=\frac{3qH}{8}(1-0{,}01\cdot\omega)$
2		$M_1=\frac{M^x}{2}(1+0{,}07\cdot\omega)$ $M_2=0$ $M_H=-\frac{M^x}{2}(1+0{,}06\cdot\omega)$	$\varphi_B=\frac{M^xH}{4b}(1+0{,}04\omega)$	$R_B=-\frac{3M^x}{2H}(1+0{,}02\omega)$
3		$M_1=\frac{Aa}{H}(1+0{,}09\omega)$ $M_2=\frac{2Aa}{H^2}(1+0{,}03\cdot\omega)$ $M_H=\frac{3Aa}{H^2}\cdot(1-0{,}07\omega)$	$\varphi_B=\frac{3Aa}{2H}(1+0{,}02\omega)$	$R_B=\frac{3Aa^2}{H^3}(1-0{,}11\omega)$
4		$M_1=M_2=$ $=-\frac{9qL^2}{g}(1+0{,}13\omega)$	$\varphi_B=\varphi_H=$ $=\frac{9qH^3}{24b}(1+0{,}12\omega)$	$R_B=R_H=$ $=-\frac{9qH}{2}$
5		$M_1=-\frac{TH}{9}(1+0{,}16\omega)$ $M_2=-\frac{2TH}{9}(1+0{,}09\omega)$	$\varphi_B=\frac{4TH^2}{81b}(1+0{,}14\omega)$ $\varphi_H=\frac{5TH^2}{81b}(1+0{,}11\omega)$	$R_B=-\frac{T}{5}$ $R_H=-\frac{2T}{5}$
6		$M_1=\frac{2M^x}{5}(1+0{,}11\omega)$ $M_2=\frac{M^x}{5}(1+0{,}18\omega)$	$\varphi_B=-\frac{M^xH}{3b}(1+0{,}09\omega)$ $\varphi_H=-\frac{M^xH}{6b}(1+0{,}14\omega)$	$R_B=-\frac{M^x}{H}$ $R_H=\frac{M^x}{H}$

ПРИМЕЧАНИЕ. Направление M, φ, R определяется знаком, полученным по приведенным формулам.
На схемах условно показано направление внешних нагрузок и реакции, принятое за положительное.

относительно середины каркаса

$$\Delta_K = \Delta + f_p$$

Примечание. При действии в пределах колонны больших местных нагрузок (например, от мостовых кранов грузоподъемностью более 50 т) усилия в рассматриваемой колонне следует определять дважды: при эквивалентной жесткости по п.4 и при эквивалентной жесткости, сниженной на 40%. Перемещение каркаса во втором случае допускается определять без учета снижения жесткости этой колонны.

9. Расчет каркаса в плоскости продольной рамы при отсутствии подкрановых балок производится также, как в плоскости поперечной рамы, а при наличии подкрановых балок - как двухъярусной рамы методом сил, с учетом податливости ригелей, принимая эквивалентную жесткость каждого участка колонны, равной увеличенной на 10% жесткости сечения в месте действия наибольшего момента в пределах данного участка.

10. На расчет каркаса по деформированной схеме распространяются общие положения статического расчета, приведенные в п.п. 32-39.

Расчет каркасов с призматическими колоннами прямоугольного сечения

11. Жесткость прямоугольного сечения без трещин в случае симметричного его армирования определяется по формуле

$$B_\tau = \frac{0{,}85 E_b}{C}\left[\frac{bh^3}{12} + 2F_a n (0{,}5h - a)^2\right] \text{ *)} \qquad (11)$$

12. Расстояние от ядровой точки до центра тяжести прямоугольного сечения с симметричным армированием определяется по формуле

*) Здесь и далее все неоговоренные условные обозначения принимаются по СНиП II-В.I-62 [к].

$$\gamma_a = \frac{h}{6} \cdot \frac{1 + 6n\frac{F_a}{bh}\left(1 - \frac{2a}{h}\right)^2}{1 + 2n\frac{F_a}{bh}} \qquad (12)$$

13. Жесткость прямоугольного сечения с трещиной при действии в нем заданной продольной силы и предельного расчетного момента по прочности M_p определяется по формуле

$$B_p = \frac{\beta E_б b h_0^3}{c} \qquad (13)$$

Коэффициент β при продольной рабочей арматуре колонн из стали класса А-Ш принимается по графикам рис.2-5.

Примечание. При продольной рабочей арматуре колонн из стали класса А-П допускается пользоваться значениями β для арматуры класса А-Ш.

14. Предельный расчетный момент по прочности M_p, который может быть воспринят сечением при заданной продольной силе, определяется по СНиП П-В.1-62*.

Для прямоугольного сечения с симметричным армированием при расположении арматуры F_a и F_a' на расстоянии не более $\frac{h+2a}{4}$ от соответствующей грани сечения момент M_p определяется в зависимости от марки бетона и величины относительного сжатия $\alpha = \frac{N}{bh_0R_u}$ по следующим формулам:

а) при марке бетона 200–400 и $\alpha > 0{,}55$

$$M_p = 0.4bh_0^2R_u + (R_aF_a - 0.5N)(h_0 - a) \qquad (14)$$

б) при марке бетона 500 и $\alpha > 0{,}45$ принимается большее из значений

$$M_p = 0.35bh_0^2R_u + (R_aF_a - 0.5N)(h_0 - a) \qquad (15)$$

$$M_p = \frac{0{,}4\,\beta h_0^2 R_u + (R_a F_a - 0{,}5N)(h_0 - a)}{1 + \frac{0{,}05\beta h_0^2 R_u}{N[\bar{e} - 0{,}5(h_0 - a)]}}, \qquad (16)$$

где
$$\bar{e} = \frac{0{,}35\beta h_0^2 R_u + R_a F_a (h_0 - a)}{0{,}45\beta h_0 R_u + R_a F_a} \qquad (17)$$

в) при марке бетона 200–400 и $\frac{2a}{h_0} \leq \alpha \leq 0{,}55$, а также при марке бетона 500 и $\frac{2a}{h_0} \leq \alpha \leq 0{,}45$

$$M_p = N h_0 (1 - 0{,}5\alpha) + (R_a F_a - 0{,}5N)(h_0 - a) \qquad (18)$$

г) при $\alpha < \frac{2a}{h_0}$, независимо от марки бетона, принимается большее из значений

$$M_p = (R_a F_a + 0{,}5N)(h_0 - a) \qquad (19)$$

$$M_p = (R_a F_a + N)\left(h_0 - 0{,}5\frac{R_a F_a}{\beta R_u}\right) - 0{,}5N(h_0 - a) \qquad (20)$$

15. При наличии трещин в заделке колонны, эквивалентная жесткость колонны определяется по формуле (5).

График зависимости $B_{экв} - \Delta_K$ приведен на рис.6*.

Левая, относительно оси ординат, ветвь графика выражает собой зависимость эквивалентной жесткости от смещения верха колонны влево, правая ветвь – от смещения вправо.

Коэффициенты А и Д определяются по интерполяционным формулам (6) и (7) и принимаются не более граничных значений

$$A_{гр} = 2B_{экв.р} - 0{,}07NH^2; \qquad (21)$$

* См.стр. 228

$$\mathcal{D}_{гр} = \frac{B_{экв\,р} - 0{,}07\ N H^2}{\Delta_р}, \qquad (22)$$

где H - высота колонны.

Эквивалентная жесткость $B_{экв\,р}$ при действии в заделке колонны заданной продольной силы и предельного расчетного момента $M_р$ определяется по формулам табл.2, принимая моменты $M_т$ и $M_р$ положительными при установлении зависимости эквивалентной жесткости от смещения колонны вправо и отрицательными - влево, а момент в верхнем сечении $M_в$ равным моменту от внешней нагрузки. В случае изменения сечения арматуры по длине колонны значения $B_т$ и $M_т$ в формулах табл.2 принимаются по сечению с уменьшенной арматурой.

Смещение верха призматической колонны, соответствующее (при заданной продольной силе) моменту трещиностойкости $M_т$ в заделке колонны, определяется по формуле

$$\Delta_т = \frac{(M_т - M_н^0)\, H^2}{3 B_т (1 - 0{,}07 \mathcal{D}_т)}, \qquad (23)$$

Смещение верха призматической колонны, соответствующее (при заданной продольной силе) предельному расчетному моменту по прочности $M_р$ в заделке колонны, определяется по формуле

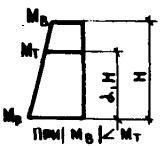
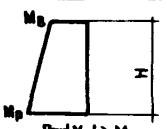
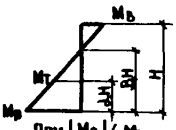
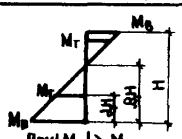
$$\Delta_р = \frac{(M_р - M_н^0)\, H^2}{3 B_{экв.р} (1 - 0{,}07 \mathcal{D}_р)}, \qquad (24)$$

В формулах (23), (24)

$M_н^0$ - момент в заделке колонны от местных нагрузок при отсутствии смещения верха колонны (см.п.I6)

Таблица 2

Определение эквивалентных жесткостей колонн

NN п/п	Форма эпюры моментов	Форма эпюры жесткостей	Формы для опр коэффициентов α_i, β_i	Формулы для $B_{экв}$
1			$\alpha_i = \frac{M_р - M_т}{M_р - M_в}$	$B_{экв\,р} = \frac{M_р \alpha_1 (3-\alpha_1) + M_т (2-\alpha_1) + M_в (1-\alpha_1)^2}{\frac{M_р}{B_в}\alpha_1(3-\alpha_1) + \frac{M_т}{B_т}(2-\alpha_1) + \frac{M_в}{B_т}(1-\alpha_1)^2}$;
2				$B_{экв\,р} = \frac{2M_р + M_в}{2\frac{M_р}{B_р} + \frac{M_в}{B_в}}$;
3			$\beta_i = \frac{M_р}{M_р - M_в}$	$B_{экв\,р} = \frac{M_р \alpha_1 (3-\alpha_1) + M_т \beta_1 (3-\alpha_1 - \beta_1) + M_в (1-\beta_1)^2}{\frac{M_р}{B_р}\alpha_1(3-\alpha_1) + \frac{M_т}{B_т}\beta_1(3-\alpha_1-\beta_1) + \frac{M_в}{B_т}(1-\beta_1)^2}$;
4				$B_{экв\,р} = \frac{M_р \alpha_1 (3-\alpha_1) + M_т (-2-\alpha_1 + 8\beta_1 - 4\beta_1^2) + M_в (1+\alpha_1 - 2\beta_1)^2}{\frac{M_р}{B_р}\alpha_1(3-\alpha_1) + \frac{M_т}{B_т}(-2-\alpha_1+8\beta_1-4\beta_1^2) + \frac{M_в}{B_в}(1+\alpha_1-2\beta_1)^2}$

Моменты M_T и M_P принимаются положительными при установлении зависимости эквивалентной жесткости от смещения верха колонны вправо и отрицательными - влево.

$$\omega_T = \frac{NH^2}{B_T}; \quad \omega_P = \frac{NH^2}{B_{экв.P}}.$$

При наличии местных нагрузок (распределенная по длине колонны ветровая нагрузка, момент в уровне верха колонны и т.п.) коэффициенты А и Д зависят от направления смещения верха колонны.

При значениях коэффициентов А и Д равных граничным значениям $A_{гр}$, $Д_{гр}$, зависимость эквивалентной жесткости колонны от смещения ее верха принимается по графику рис.7.

Примечание. Если выдерживается условие $A \leq A_{гр}$, то условие $Д \leq Д_{гр}$ можно не проверять.

I6. Моменты в сечениях призматической колонны и реакция верхней опоры определяются по формулам табл.I.

Моменты в сечениях и реакцию верхней опоры от местных нагрузок допускается определять, принимая жесткость колонны без учета трещин; при этом нагрузку от веса навесных стен допускается считать приложенной в уровне верха колонны.

Моменты в сечениях колонны от смещения ее верха определяются при эквивалентной жесткости, соответствующей этому смещению. Величина смещения Δ_K находится из расчета каркаса (см.п.I7).

I7. Перемещение Δ верха середины каркаса находится как меньший по абсолютной величине корень квадратного

уравнения (25), представляющего собой преобразованное условие (9).

$$a \cdot \Delta^2 - b \cdot \Delta - c - d = 0 \qquad (25)$$

где $a = 3\sum_{i=1}^{n} \frac{\mathcal{D}_i}{H_i^3}$; $b = 3\sum_{i=1}^{n} \frac{A_i - 2\mathcal{D}_i f_{pi} - 0.41 N_i H_i^2}{H_i^3}$;

$$c = 3\sum_{i=1}^{n} \frac{f_{pi}\,(A_i - \mathcal{D}_i f_{pi} - 0.41 N_i H_i^2)}{H_i^3} \; ; \quad d = R$$

Здесь коэффициенты A_i и $\mathcal{D}_i$ определяются при кратковременной жесткости и принимаются соответствующими направлению и величине смещения i -ой колонны $\Delta_{ki} = \Delta + f_{pi}$. При отсутствии трещин в заделке колонны, т.е. при смещении $\Delta_{ri}^{лев} \leq \Delta_{ki} \leq \Delta_{ri}^{пр}$, когда окончательное смещение i -ой колонны находится в интервале между смещением $\Delta_{ri}^{пр}$, соответствующем смещению колонны вправо, и смещением $\Delta_{ri}^{лев}$, соответствующем смещению колонны влево, коэффициент A_i принимается равным B_{ri} , а $\mathcal{D}_i$ - равным нулю.

При $\Delta_{ki} > \Delta_{ri}^{пр}$ коэффициенты A_i и $\mathcal{D}_i$ определяются из условия смещения колонны вправо; при $\Delta_{ki} < \Delta_{ri}^{лев}$ (алгебраически) - из условия смещения влево.

При отсутствии трещин в заделке всех колонн каркаса перемещение Δ определяется по формуле

$$\Delta = - \frac{R + 3\sum_{i=1}^{n} \frac{f_{pi}\,(B_{ri} - 0{,}41 N_i H_i^2)}{H_i^3}}{3\sum_{i=1}^{n} \frac{B_{ri} - 0.41 N_i H_i^2}{H_i^3}} \qquad (26)$$

Смещение колонны $\Delta_k = \Delta + f_p$ по абсолютной величине не должно превышать смещения Δ_p для соответствующего направления.

I8. Перемещение и горизонтальная реакция верха каркаса, соответствующие предельному равновесию, определяются по формуле

$$\Delta_{уст} = \frac{B}{2A} \qquad (27)$$

$$R_{уст} = -C - \frac{B^2}{4A}, \qquad (28)$$

где A, B и C принимаются по п.I7, а коэффициенты A_i и D_i определяются при кратковременной жесткости и принимаются соответствующими направлению и величине смещения $\Delta_{Ki} = \Delta_{уст} + f_{pi}$.

I9. При учете перемещения каркаса от длительной нагрузки (см.п.3.2) величина перемещения Δ от совместного действия длительной и кратковременной нагрузки определяется по п.I7, принимая реакцию R только от кратковременной нагрузки ($R^{кр}$), а расчетное смещение колонн f_p определяя как меньший по абсолютной величине корень квадратного уравнения

$$f_p^2 \cdot D - f_p\left(A - 0.07NH^2\right) + \left(\Delta^{\partial\Lambda} + f_n\right)\left[A^{\partial\Lambda} - \left(\Delta^{\partial\Lambda} + f_n\right)D^{\partial\Lambda} - 0.07NH^2\right] = 0 \qquad (29)$$

В уравнении (29) коэффициенты A и D определяются при кратковременной, а $A^{\partial\Lambda}$ и $D^{\partial\Lambda}$ - при длительной жесткости и принимаются соответствующими величине и направлению смещения $\Delta^{\partial\Lambda} + f_n$.

При отсутствии трещин в заделке колонны, т.е. когда $\Delta^{\partial\Lambda}_{нев} \leq \Delta^{\partial\Lambda} + f_n \leq \Delta^{кр}_{т}$, смещение f_p определяется по формуле

$$f_p = (\Delta^{\text{дл}} + f_n)\frac{\frac{1}{C} - 0{,}07\,\frac{NH^2}{B_T}}{1 - 0{,}07\,\frac{NH^2}{B_T}} \qquad (30)$$

Перемещение верха середины каркаса от длительно действующей нагрузки $\Delta^{\text{дл}}$ находится как меньший по абсолютной величине корень квадратного уравнения

$$\Delta^{\text{дл}2}\cdot 3\sum_{i=1}^{n}\frac{\mathcal{D}_i^{\text{дл}}}{H_i^3} - \Delta^{\text{дл}}\cdot 3\sum_{i=1}^{n}\frac{A_i^{\text{дл}} - 2\mathcal{D}_i^{\text{дл}} f_{ni} - 0{,}41 N_i H_i^2}{H_i^3} - \qquad (31)$$

$$-3\sum_{i=1}^{n}\frac{f_{ni}\left(A_i^{\text{дл}} - \mathcal{D}_i^{\text{дл}} f_{ni} - 0.41 N_i H_i^2\right)}{H_i^3} - R^{\text{дл}} = 0\,,$$

где f_{ni} – полное принудительное перемещение верха i-ой колонны относительно середины каркаса;

$R^{\text{дл}}$ – горизонтальная реакция верха каркаса от длительных нагрузок.

Коэффициенты $A_i^{\text{дл}}$ и $\mathcal{D}_i^{\text{дл}}$ в уравнении (31) принимаются соответствующими направлению и величине смещения $\Delta_{\kappa i}^{\text{дл}} = \Delta^{\text{дл}} + f_{ni}$.

При $\Delta_{\text{лев}\,Ti}^{\text{дл}} \leq \Delta_{\kappa i}^{\text{дл}} \leq \Delta_{\text{пр}\,Ti}^{\text{дл}}$ коэффициент $A_i^{\text{дл}}$ принимается равным $B_{Ti}^{\text{дл}}$, а $\mathcal{D}_i^{\text{дл}}$ – равным нулю.

При отсутствии трещин, в заделке всех колонн каркаса перемещение $\Delta^{\text{дл}}$ определяется по формуле

$$\Delta^{\text{дл}} = \frac{R^{\text{дл}} + 3\sum_{i=1}^{n}\frac{f_{in}\left(B_{Ti}^{\text{дл}} - 0.41 N_i H_i^2\right)}{H_i^3}}{3\sum_{i=1}^{n} B_{Ti}^{\text{дл}} - \frac{0.41 N_i H_i^2}{H_i^3}} \qquad (32)$$

Смещение i -ой колонны $\Delta_{ki}^{(A)} = \Delta^{(A)} + f_{ni}$ по абсолютной величине не должно превышать смещения $\Delta_{pi}^{(A)}$ для соответствующего направления.

Расчет каркасов со ступенчатыми колоннами прямоугольного сечения в плоскости поперечной рамы

20. Моменты в сечениях и реакция верхней опоры ступенчатой колонны определяются из расчета колонны как дважды статически неопределимой системы смешанным методом (рис.8)*.

Решив систему уравнений

$$\begin{cases} \delta_{11} X_{1p} + \delta_{12} Z_{2p} + \Delta_{1p} = 0 \\ r_{21} X_{1p} + r_{22} Z_{2p} + R_{2p} = 0 \end{cases}, \qquad (33)$$

находим лишние неизвестные - момент в месте ступени $X_1 (M_{ст})$ и линейное перемещение ступени $Z_2 (\delta_{ст})$

$$X_1 = M_{ст} = \frac{\delta_{12} R_{2p} - r_{22} \Delta_{1p}}{\delta_{11} r_{22} - \delta_{12} r_{21}}; \qquad (34)$$

$$Z_2 = \delta_{ст} = \frac{r_{21} \Delta_{1p} - \delta_{11} R_{2p}}{\delta_{11} r_{22} - \delta_{12} r_{21}}. \qquad (35)$$

В формулах (34) и (35)

$$\delta_{11} = \varphi_{в1} + \varphi_{н1};$$

$$\delta_{12} = r_{21} = -\frac{1}{H_в} + R_{н1};$$

$$r_{22} = -\frac{N_в}{H_в} + R_{н2};$$

---

* См.стр. 229

$$\Delta_{1p} = \varphi_{вн} + \varphi_{нв} \quad ;$$

$$R_{2p} = R_{вн} + R_{нв} \quad ,$$

где первый индекс при φ и R обозначает положение участка колонны (в - верхний участок, н - нижний участок), второй индекс - положение сечения, для которого вычисляется соответствующая величина (в - верхнее сечение, н - нижнее сечение) и третий индекс - причину, вызвавшую эту величину (I - соответствует единичному моменту $\bar{X}_1 = I$, индекс 2 - единичному перемещению $\bar{Z}_2 = I$).

Углы поворота φ и горизонтальные составляющие опорных реакций R для участков колонны определяются по формулам табл.I, при этом жесткость колонны допускается принимать без учета трещин.

При единичном смещении верха колонны момент в месте ступени равен

$$\bar{X}_1 = \bar{M}_{ст} = \frac{\delta_{12} \cdot \frac{N_в}{H_в} - r_{22} \cdot \frac{1}{H_в}}{\delta_{11} r_{22} - \delta_{12} \cdot r_{21}} \quad , \qquad (34а)$$

а линейное перемещение ступени равно

$$\bar{Z}_2 = \bar{\delta}_{ст} = \frac{r_{12} \frac{1}{H_в} - \delta_{11} \cdot \frac{N_в}{H_в}}{\delta_{11} r_{22} - \delta_{12} r_{21}} \qquad (35а)$$

При определении усилий и деформаций от местных нагрузок, а также при определении смещения $\bar{\delta}_{ст}$ допускается жесткость колонны принимать без учета трещин. Смещение ступени при смещении верха колонны $\Delta_к$ принимается равным

$$\delta_{ст} = \bar{\delta}_{ст} \cdot \Delta_к .$$

Момент в месте ступени от смещения верха колонны $\Delta_к$ определяется по формуле

$$X_1^{\Delta} = M_{ст}^{\Delta} = \frac{\Delta_к H_в}{K_2 H_н} \left(\frac{3 B_{экв}}{H_н^2} - 1{,}23N + 1{,}5N_в \right), \quad (36)$$

где K_2 – коэффициент, представляющий собой выражение $[-H_в^2 (\delta_{11} r_{22} - r_{21}^2)]$ и определяемый при жесткости колонны без учета трещин; допускается принимать по табл.3;

$B_{экв}$ – эквивалентная жесткость нижнего участка колонны, зависящая от смещения верха колонны $\Delta_к$.

После нахождения лишних неизвестных определяются по формулам табл.1 ординаты эпюр изгибающих моментов. При определении свободных членов Δ_{1p} и R_{2p}, а также при определении ординат эпюр изгибающих моментов от местных нагрузок следует учитывать длительность действия нагрузки (см.п.5).

Реакция верхней шарнирной опоры колонны от местных нагрузок R° находится из рассмотрения условия равновесия верхнего участка колонны (см.рис.8).

Примечание. При значении коэффициента $\omega = \frac{NH^2}{B_т} \leq 0{,}5$ (N и $B_т$ – для заделки) и отношении длины верхнего участка колонны к общей длине колонны $\frac{H_в}{H} \leq 0{,}5$ моменты в сечениях и реакцию верхней опоры ступенчатых колонн от действия местных нагрузок допускается определять без учета влияния продольного изгиба, пользуясь для нахождения реакций табл.3.3-3.6.

21. При наличии трещин в заделке колонны эквивалентная жесткость нижнего участка колонны определяется по

формуле (5), где коэффициенты A и D находятся по формулам (6), (7), (21), (22).

При определении коэффициентов A и D эквивалентная жесткость $B_{экв.р}$ вычисляется по формулам табл.2, при этом момент в верхнем сечении нижнего участка колонны M_B определяется как сумма моментов

$$M_B = M_B^{\circ} + M_{Bp}^{\Delta} , \qquad (37)$$

где M_B° – момент в верхнем сечении нижнего участка колонны от местных нагрузок при отсутствии смещения верха колонны (см.п.20);

M_{Bp}^{Δ} – момент в месте ступени от смещения верха колонны Δ_p, соответствующего предельному расчетному моменту по прочности M_p в заделке колонны; величину его допускается определять по интерполяционной формуле

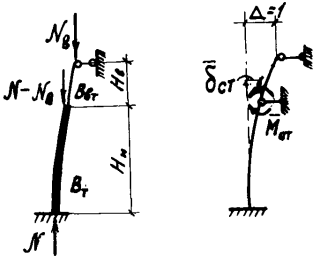
$$M_{Bp}^{\Delta} = (M_p^{\circ} - M_H^{\circ}) \frac{H_B}{H} ,$$

где M_H° – момент в заделке колонны от местных нагрузок при отсутствии смещения верха колонны.

Смещение верха ступенчатой колонны в плоскости поперечной рамы, соответствующее (при заданной продольной силе) моменту трещиностойкости M_T в заделке колонны, определяется по формуле

$$\Delta_T = \frac{(M_T - M_H^{\circ}) H_H^2}{3 B_T \delta_{CT} (1 - 0{,}07 \varphi_T) - 0{,}5 \bar{M}_{CTT} H_H^2} \qquad (38)$$

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПЕРЕМЕЩЕНИЯ СТУПЕНИ ПРИ ЕДИНИЧНОМ СМЕЩЕНИИ ВЕРХА КОЛОННЫ



$$\bar{\delta}_{ст} = \frac{K_1}{K_2};$$

$$K_1 = \delta_{11} N_в H_в - r_{21} H_в;$$

$$K_2 = -H_в^2 (r_{22}\delta_{11} - \delta_{12} \cdot r_{21});$$

$$\omega_в = \frac{N_в H_в^2}{B_{вт}};$$

$$\omega_н = \frac{N H_н^2}{B_т}.$$

Таблица 3

ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТА K_1

$\omega_в$		0,2							0,3							0,4							0,85						
$\omega_н$	$H_в/H_н$ $B_{вт}/B_т$	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
0,0	0,05	1,37	1,53	1,68	1,83	1,98	2,14	2,28	1,33	1,48	1,64	1,79	1,95	2,10	2,25	1,29	1,95	1,60	1,76	1,91	2,06	2,22	1,19	1,35	1,51	1,66	1,82	1,98	2,13
0,0	0,1	1,36	1,52	1,67	1,83	1,98	2,13	2,28	1,32	1,47	1,63	1,79	1,94	2,10	2,25	1,27	1,43	1,59	1,75	1,90	2,06	2,21	1,16	1,32	1,49	1,65	1,80	1,96	2,12
0,0	0,2	1,34	1,50	1,66	1,81	1,97	2,13	2,28	1,28	1,45	1,61	1,77	1,92	2,09	2,24	1,22	1,90	1,56	1,72	1,88	2,05	2,20	1,08	1,27	1,44	1,61	1,77	1,94	2,10
0,0	0,3	1,32	1,48	1,64	1,80	1,96	2,12	2,27	1,25	1,42	1,58	1,75	1,91	2,08	2,23	1,18	1,36	1,53	1,70	1,86	2,03	2,19	1,01	1,21	1,40	1,57	1,74	1,92	2,08
0,0	0,4	1,29	1,47	1,63	1,79	1,95	2,11	2,27	1,21	1,40	1,57	1,73	1,89	2,07	2,22	1,13	1,33	1,51	1,68	1,84	2,02	2,18	0,93	1,16	1,35	1,53	1,71	1,90	2,06
0,0	0,5	1,27	1,45	1,62	1,78	1,94	2,11	2,26	1,18	1,37	1,56	1,72	1,88	2,06	2,21	1,09	1,29	1,48	1,65	1,82	2,01	2,17	0,86	1,10	1,31	1,50	1,67	1,88	2,05

(продолжение табл. 3)

$\omega_в$		0,2							0,3							0,4							0,65						
$\omega_н$	$H_в$ / $B_т$ / $H_н$	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
0,1	0,06	2,66	3,92	5,72	8,15	11,39	15,39	20,45	2,62	3,88	5,68	8,11	11,36	15,35	20,41	2,58	3,84	5,65	8,07	11,92	15,32	20,38	2,48	3,74	5,55	7,98	11,23	15,23	20,29
	0,1	2,38	3,28	4,78	6,02	8,01	10,31	13,24	2,33	3,23	4,44	5,98	7,97	10,62	13,21	2,29	3,19	4,40	5,94	7,93	10,24	13,17	2,17	3,08	4,28	5,84	7,83	10,14	13,08
	0,2	2,22	2,94	3,85	4,95	6,31	7,78	9,64	2,16	2,89	3,80	4,90	6,27	7,73	9,60	2,11	2,84	3,75	4,86	6,22	7,70	9,56	1,96	2,71	3,63	4,74	6,11	7,60	9,46
	0,3	2,15	2,82	3,63	4,58	5,74	6,93	8,43	2,08	2,76	3,57	4,63	5,69	6,89	8,39	2,02	2,70	3,52	4,48	5,64	6,84	8,35	1,85	2,55	3,38	4,35	5,52	6,74	8,24
	0,4	2,11	2,75	3,51	4,40	5,45	6,50	7,82	2,03	2,68	3,46	4,34	5,39	6,46	7,78	1,95	2,62	3,39	4,28	5,34	6,41	7,78	1,75	2,44	3,23	4,14	5,20	6,29	7,62
	0,5	2,07	2,70	3,44	4,28	5,27	6,24	7,46	1,98	2,63	3,37	4,22	5,21	6,19	7,41	1,89	2,55	3,30	4,15	5,15	6,14	7,36	1,66	2,36	3,13	4,00	5,00	6,02	7,24
0,2	0,05	2,63	3,86	5,61	7,96	11,01	14,93	19,81	2,58	3,82	5,57	7,92	11,06	14,90	19,77	2,55	3,78	5,53	7,88	11,02	14,86	19,73	2,45	3,69	5,44	7,79	10,93	14,77	19,65
	0,1	2,36	3,24	4,42	5,82	7,85	10,08	12,91	2,32	3,20	4,38	5,88	7,81	10,04	12,87	2,27	3,18	4,34	5,84	7,77	10,00	12,84	2,16	3,05	4,23	5,74	7,67	9,91	12,74
	0,2	2,21	2,92	3,81	4,89	6,22	7,66	9,46	2,15	2,87	3,76	4,84	6,18	7,61	9,42	2,10	2,82	3,72	4,80	6,13	7,57	9,38	1,95	2,69	3,60	4,68	6,02	7,47	9,28
	0,3	2,15	2,81	3,60	4,54	5,67	6,84	8,30	2,08	2,75	3,55	4,49	5,62	6,79	8,26	2,01	2,69	3,49	4,44	5,57	6,75	8,22	1,84	2,54	3,35	4,31	5,45	6,64	8,11
	0,4	2,10	2,74	3,48	4,36	5,39	6,43	7,72	2,02	2,67	3,43	4,30	5,34	6,38	7,67	1,94	2,60	3,37	4,25	5,28	6,34	7,63	1,74	2,43	3,21	4,10	5,15	6,22	7,51
	0,5	2,07	2,69	3,42	4,25	5,22	6,18	7,37	1,97	2,61	3,35	4,18	5,16	6,13	7,32	1,88	2,54	3,28	4,12	5,10	6,08	7,27	1,66	2,34	3,11	3,96	4,96	5,95	7,15
0,3	0,05	2,60	3,80	5,49	7,76	10,78	14,48	19,17	2,56	3,76	5,46	7,73	10,75	14,45	19,13	2,52	3,72	5,42	7,69	10,71	14,41	19,10	2,42	3,63	5,32	7,59	10,62	14,32	19,01
	0,1	2,35	3,21	4,36	5,81	7,69	9,84	12,58	2,30	3,17	4,31	5,77	7,65	9,80	12,54	2,26	3,13	4,27	5,73	7,61	9,77	12,50	2,14	3,02	4,17	5,63	7,51	9,67	12,41
	0,2	2,20	2,90	3,78	4,83	6,13	7,53	9,28	2,15	2,85	3,73	4,78	6,08	7,49	9,24	2,09	2,80	3,68	4,74	6,04	7,45	9,20	1,95	2,67	3,56	4,62	5,93	7,34	9,10
	0,3	2,14	2,79	3,57	4,49	5,60	6,75	8,18	2,07	2,73	3,52	4,44	5,55	6,70	8,13	2,00	2,67	3,46	4,39	5,50	6,66	8,09	1,83	2,52	3,33	4,26	5,38	6,55	7,98
	0,4	2,10	2,73	3,47	4,32	5,34	6,35	7,62	2,02	2,66	3,40	4,26	5,26	6,31	7,57	1,94	2,59	3,34	4,21	5,23	6,26	7,53	1,74	2,42	3,19	4,06	5,09	6,14	7,41
	0,5	2,06	2,68	3,40	4,21	5,17	6,12	7,29	1,97	2,60	3,33	4,15	5,11	6,07	7,24	1,88	2,53	3,26	4,09	5,05	6,02	7,19	1,65	2,33	3,09	3,93	4,91	5,89	7,07
0,4	0,05	2,58	3,74	5,38	7,58	10,49	14,03	18,53	2,54	3,70	5,35	7,54	10,46	13,99	18,49	2,50	3,66	5,31	7,50	10,42	13,96	18,45	2,40	3,57	5,21	7,41	10,33	13,87	18,37
	0,1	2,33	3,18	4,30	5,71	7,53	9,60	12,24	2,29	3,14	4,25	5,67	7,49	9,57	12,21	2,24	3,09	4,21	5,63	7,45	9,53	12,17	2,13	2,99	4,11	5,53	7,35	9,43	12,08
	0,2	2,19	2,88	3,74	4,77	6,04	7,40	9,10	2,14	2,83	3,69	4,73	5,99	7,36	9,06	2,08	2,78	3,64	4,68	5,95	7,32	9,02	1,94	2,65	3,52	4,57	5,84	7,22	8,92
	0,3	2,13	2,78	3,55	4,45	5,54	6,66	8,05	2,06	2,72	3,49	4,40	5,49	6,61	8,00	1,99	2,66	3,44	4,35	5,44	6,57	7,96	1,82	2,51	3,30	4,22	5,32	6,46	7,86
	0,4	2,09	2,71	3,44	4,29	5,28	6,28	7,51	2,01	2,64	3,36	4,23	5,23	6,23	7,47	1,93	2,58	3,32	4,17	5,17	6,29	7,42	1,73	2,40	3,17	4,03	5,04	6,07	7,31
	0,5	2,15	2,67	3,38	4,18	5,12	6,06	7,20	1,96	2,59	3,31	4,12	5,06	6,01	7,15	1,87	2,51	3,24	4,06	5,01	5,96	7,10	1,64	2,32	3,07	3,90	4,86	5,83	6,98
0,65	0,05	2,51	3,59	5,10	7,10	9,74	12,90	16,93	2,47	3,55	5,06	7,06	9,70	12,86	16,89	2,43	3,52	5,02	7,02	9,66	12,83	16,85	2,33	3,42	4,93	6,93	9,57	12,74	16,77
	0,1	2,30	3,10	4,14	5,45	7,13	9,02	11,41	2,25	3,05	4,10	5,42	7,09	8,97	11,37	2,21	3,01	4,06	5,38	7,05	8,94	11,34	2,09	2,90	3,85	5,28	6,95	8,85	11,25
	0,2	2,17	2,84	3,65	4,63	5,81	7,08	8,66	2,11	2,78	3,60	4,58	5,77	7,04	8,62	2,06	2,73	3,55	4,53	5,73	6,99	8,58	1,91	2,60	3,43	4,42	5,62	6,90	8,48
	0,3	2,11	2,74	3,48	4,34	5,37	6,43	7,73	2,04	2,68	3,42	4,29	5,32	6,38	7,69	1,98	2,62	3,37	4,24	5,27	6,34	7,65	1,80	2,47	3,23	4,11	5,15	6,23	7,54
	0,4	2,07	2,67	3,38	4,19	5,14	6,09	7,26	1,99	2,61	3,32	4,14	5,09	6,05	7,21	1,91	2,54	3,26	4,08	5,04	6,00	7,17	1,71	2,37	3,11	3,94	4,90	5,88	7,06
	0,5	2,04	2,65	3,32	4,10	5,00	5,90	6,98	1,95	2,56	3,25	4,04	4,94	5,85	6,93	1,86	2,48	3,19	3,98	4,89	5,80	6,89	1,63	2,29	3,02	3,82	4,74	5,67	6,77

Смещение верха ступенчатой колонны в плоскости попе - речной рамы, соответствующее (при заданной продольной силе) предельному расчетному моменту по прочности M_p в заделке колонны, определяется по формуле

$$\Delta_p = \frac{(M_p - M_н^0)\, H_н^2}{3\, B_{экв\,p}\, \bar{\delta}_{ст}(1-0{,}07\omega_p) - 0.5\, \bar{M}_{стр} H_н^2} . \quad (39)$$

В формулах (38), (39)

$H_н$ – длина нижнего участка колонны;

$B_т$ – жесткость сечения без трещин в заделке колонны;

$B_{экв\,p}$ – эквивалентная жесткость нижнего участка колонны при действии в заделке колонны момента M_p и заданной продольной силы:

$$\omega_т = \frac{N H_н^2}{B_т} \quad ; \quad \omega_p = \frac{N H_н^2}{B_{экв.p}} \quad ;$$

$\bar{\delta}_{ст}$ – перемещение ступени при единичном смещении верха колонны, определяемое по п.20 или по табл.3;

$\bar{M}_{ст.т}, \bar{M}_{ст\,p}$ – момент в месте ступени при единичном смещении верха колонны, определяемый по формуле (36), принимая жесткость соответственно $B_т$ или $B_{экв\,p}$.

Правило знаков для $M_т$ и M_p принимается по п.15.

22. Соотношение эквивалентных жесткостей верхнего и нижнего участков колонны допускается принимать постоянным и равным отношению жесткостей этих участков без трещин.

23. Каноническое уравнение метода деформаций приме -

нительно к ступенчатым колоннам приобретает вид

$$R + \sum_{i=1}^{n} \left(\Delta + f_{pi}\right)\left[\frac{\bar{M}_{cri} - N_{Bi}\left(1 - \bar{\delta}_{cri}\right)}{H_{Bi}}\right] = 0. \quad (40)$$

После соответствующих алгебраических преобразований перемещение верха середины каркаса Δ находится как меньший по абсолютной величине корень квадратного уравнения

$$a\Delta^2 - b\Delta - c - d = 0 ,$$

где $a = 3\sum_{i=1}^{n} \frac{\mathcal{D}_i}{H_{Hi}^3 K_{2i}}$;

$$b = 3\sum_{i=1}^{n} \frac{A_i - 2\mathcal{D}_i f_{pi} - \frac{N_{Bi}}{3} \cdot \frac{H_{Hi}^3}{H_{Bi}} \cdot K_{2i}\left(1 - \bar{\delta}_{cri}\right) - H_{Hi}^2\left(0{,}41N_i - 0{,}5N_{Bi}\right)}{H_{Hi}^3 K_{2i}} ;$$

$$c = 3\sum_{i=1}^{n} f_{pi} \frac{A_i - \mathcal{D}_i f_{pi} - \frac{N_{Bi}}{3} \cdot \frac{H_{Hi}^3}{H_{Bi}} K_{2i}\left(1 - \bar{\delta}_{cri}\right) - H_{Hi}^2\left(0{,}41N_i - 0{,}5N_{Bi}\right)}{H_{Hi}^3 K_{2i}} ;$$

$$d = R$$

Коэффициент K_{2i} принимается по п.20 или табл. 3. Здесь выбор коэффициентов A_i и $\mathcal{D}_i$ производится в соответствии с указаниями п.17.

При отсутствии трещин в заделке всех колонн каркаса перемещение Δ определяется по формуле

$$\Delta = -\frac{R + 3\sum_{i=1}^{n} f_{pi}\left[\frac{B_{THi} - \frac{N_{Bi}}{3} \cdot \frac{H_{Hi}^3}{H_{Bi}} K_{2i}\left(1 - \bar{\delta}_{cri}\right) - H_{Hi}^2\left(0{,}41N_i - 0{,}5N_{Bi}\right)}{H_{Hi}^3 K_{2i}}\right]}{3\sum_{i=1}^{n} \frac{B_{THi} - \frac{N_{Bi}}{3} \cdot \frac{H_{Hi}^3}{H_{Bi}} K_{2i}\left(1 - \bar{\delta}_{cri}\right) - H_{Hi}^2\left(0{,}41N_i - 0{,}5N_{Bi}\right)}{H_{Hi}^3 K_{2i}}} \quad (41)$$

где $B_{тнi}$ - жесткость нижнего участка i -ой колонны без трещин.

Смещение верха колонны $\Delta_к = \Delta + f_р$ по абсолютной величине не должно превышать смещения $\Delta_р$ для соответствующего направления.

24. Перемещение и горизонтальная реакция верха каркаса, соответствующие его предельному равновесию, определяются по формулам (27) и (28), принимая a, b и c по п.23, где коэффициенты A_i и $Д_i$ определяются при кратковременной жесткости и принимаются соответствующими направлению и величине смещения $\Delta_{кi} = \Delta_{уст} + f_{рi}$.

25. При учете перемещения каркаса от длительной нагрузки (см.п.3.2) величина перемещения от совместного действия длительной и кратковременной нагрузки Δ определяется по п.23, принимая реакцию R только от кратковременной нагрузки ($R^{кр}$), а расчетное смещение колонн $f_р$ от длительной нагрузки и принудительного смещения определяя как меньший по абсолютной величине корень квадратного уравнения

$$f_р^2 \cdot D\left(\frac{H_в}{2H_н K_2} - \bar{\delta}_{ст}\right) - f_р\left[\frac{H_в}{2H_н K_2}\left(A - 0{,}41NH_н^2 + 0{,}5N_в H_н^2\right) - \right.$$

$$\left. - \bar{\delta}_{ст}\left(A - 0{,}07NH_н^2\right)\right] - \left(\Delta^{эл} + f_п\right)\cdot\bar{\delta}_{ст}\left[A^{эл}D^{эл}\left(\Delta^{эл} + f_п\right) - 0{,}07NH_н^2\right] + \qquad (42)$$

$$+ \left(\Delta^{эл} + f_п\right)\frac{H_в}{2K_2^{эл}H_н}\left[A^{эл} - D^{эл}\left(\Delta^{эл} + f_п\right) - 0{,}41NH_н^2 + 0{,}5N_в H_н^2\right] = 0$$

В уравнении (42) коэффициенты А и Д определяются при кратковременной, а $A^{эл}$ и $Д^{эл}$ - при длительной жест -

кости и принимаются соответствующими величине и направлению смещения $\Delta^{эл} + f_п$.

При отсутствии трещин в заделке колонны, т.е. когда $\Delta^{эл}_{T\,лев} \leq \Delta^{эл} + f_п \leq \Delta^{эл}_{T\,пр}$, смещение $f_р$ определяется по формуле

$$f_р = \frac{\Delta^{эл} + f_п}{C} \cdot \frac{\bar{\delta}_{ст}^{эл}\left(1 - 0.07\frac{NH_н^2}{B_{тн}^{эл}}\right) - \frac{H_в}{2H_н K_2^{эл}}\left(1 - 0{,}41\frac{NH_н^2}{B_{тн}^{эл}} + 0{,}5\frac{N_в H_н^2}{B_{тн}^{эл}}\right)\left(1 + 0{,}06\frac{NH_н^2}{B_{тн}^{эл}}\right)}{\bar{\delta}_{ст}\left(1 - 0{,}07\frac{NH_н^2}{B_{тн}}\right) - \frac{H_в}{2H_н K_2}\left(1 - 0{,}41\frac{NH_н^2}{B_{тн}} + 0{,}5\frac{N_в H_н^2}{B_{тн}}\right)\left(1 + 0{,}06\frac{NH_н^2}{B_{тн}}\right)} \quad (43)$$

Перемещение верха середины каркаса от длительно действующей нагрузки $\Delta^{эл}$ находится как меньший по абсолютной величине корень квадратного уравнения

$$\Delta^{эл} \cdot 3\sum_{i=1}^{n} \frac{\mathcal{D}_i^{эл}}{H_{нi}^3 K_{2i}^{эл}} - \Delta^{эл} 3\sum_{i=1}^{n} \frac{A_i^{эл} - 2\mathcal{D}_i^{эл} f_{ni} - \frac{N_{вi}}{3} \cdot \frac{H_{нi}^3}{H_{вi}} K_{2i}^{эл}\left(1 - \bar{\delta}_{ст}^{эл}\right) - H_{нi}^2\left(0{,}41N_i - 0{,}5N_{вi}\right)}{H_{нi}^3 K_{2i}^{эл}} \quad (44)$$

$$-3\sum_{i=1}^{n} f_{ni} \frac{A_i^{эл} - \mathcal{D}_i^{эл} f_{ni} - \frac{N_{вi}}{3} \cdot \frac{H_{нi}^3}{H_{вi}} K_{2i}^{эл}\left(1 - \bar{\delta}_{ст}^{эл}\right) - H_{нi}^2\left(0{,}41N_i - 0{,}5N_{вi}\right)}{H_{нi}^3 \cdot K_{2i}^{эл}} - R^{эл} = 0$$

Коэффициенты $A_i^{эл}$ и $Д_i^{эл}$ в уравнении (44) определяются при длительной жесткости и принимаются соответствующими направлению и величине смещения

$$\Delta_{ki}^{эл} = \Delta^{эл} + f_{ni}.$$

При $\Delta^{эл}_{Ti\,лев} \leq \Delta^{эл}_{ki} \leq \Delta^{эл}_{Ti\,пр}$ коэффициент $A_i^{эл}$ принимается равным $B_{Ti}^{эл}$, а $\mathcal{D}_i^{эл}$ – равным нулю.

При отсутствии трещин в заделке всех колонн каркаса перемещение $\Delta^{эл}$ определяется по формуле

$$\Delta^{эл} = -\frac{R^{эл} + 3\sum_{i=1}^{n} f_{Ni}\left[\dfrac{B_{тнi}^{эл} - \dfrac{N_{Bi}}{3}\cdot\dfrac{H_{Hi}^{3}}{H_{Bi}}K_{Bi}^{эл}\left(1-\bar{\delta}_{стi}^{эл}\right) - H_{Hi}^{2}\left(0{,}41N_i - 0{,}5N_{Bi}\right)}{H_{Hi}^{3}\,K_{2i}^{эл}}\right]}{3\sum_{i=1}^{n}\dfrac{B_{тнi}^{эл} - \dfrac{N_{Bi}}{3}\cdot\dfrac{H_{Hi}^{3}}{H_{Bi}}K_{Bi}^{эл}\left(1-\bar{\delta}_{стi}^{эл}\right) - H_{Hi}^{2}\left(0{,}41N_i - 0{,}5N_{Bi}\right)}{H_{Hi}^{3}\cdot K_{2i}^{эл}}} \qquad (45)$$

Смещение i -ой колонны $\Delta_{Ni}^{эл} = \Delta^{эл} + f_{Ni}$ по абсолютной величине не должно превышать смещения $\Delta_{Pi}^{эл}$ для соответствующего направления.

Расчет каркасов с двухветвевыми ступенчатыми колоннами в плоскости поперечной рамы

26. При расчете двухветвевых колонн приняты следующие основные положения:

а) продольная сила в двухветвевом сечении колонны распределяется между ветвями по закону рычага;

б) поперечная сила распределяется между ветвями пропорционально их жесткостям; в случае наличия растяжения в ветви жесткость на изгиб этой ветви принимается равной нулю; вместе с тем, сечение растянутой ветви должно быть рассчитано на восприятие момента, который действовал бы в этой ветви при ее жесткости, равной жесткости арматуры ветви;

в) изгибающие моменты в ветвях определяются из условия, что нулевые точки моментов расположены посередине высоты панели;

г) изгибающие моменты в распорках находятся из условия равновесия узлов;

д) при определении деформативности колонн двухветвевые сечения рассматриваются как сплошные, обладающие конечной

изгибной и сдвиговой жесткостью; изгибная жесткость определяется как произведение изгибающего момента относительно геометрической оси двухветвевого сечения на радиус кривизны деформированной оси колонны $B=M\rho$, сдвиговая жесткость - как отношение поперечной силы в двухветвевом сечении к относительному сдвигу в пределах панели $B_\tau=\frac{Q}{\gamma}$ (рис.9)*, где относительный сдвиг γ равен отношению взаимного смещения верха и низа рассматриваемой панели к ее длине, при этом смещение за счет изгиба распорок допускается не учитывать.

Моменты M и поперечные силы Q в двухветвевой колонне с постоянной жесткостью сечений, а также горизонтальная реакция ее верхней опоры $R_в$ и угол поворота верхнего сечения φ определяются:

а) от внешнего момента M^*, приложенного в уровне верха колонны, по формулам:

$$M_x=-M^*\cdot\frac{\cos kx(kH-\phi\sin kH)-\phi\sin kx(1-\cos kH)}{\phi\sin kH-kH\cos kH}; \qquad (46)$$

$$Q_x=M^*\cdot\frac{k[\sin kx(kH-\phi\sin kH)+\phi\cos kx(1-\cos kH)]}{\phi\sin kH-kH\cos kH}; \qquad (47)$$

$$R_в=-M^*\frac{k(1-\cos kH)}{\phi\sin kH-kH\cos kH}; \qquad (48)$$

$$\varphi=-\frac{M^*}{kB}\cdot\frac{-kH\sin kH+2\phi(1-\cos kH)}{\phi\sin kH-kH\cos kH}; \qquad (49)$$

* См.стр. 229

б) от равномерно распределенной нагрузки q по формулам

$$M_x = q\left\{\frac{B}{B_\tau} + \frac{1}{K^2} + \frac{\phi\cos Kx\,[KH - (\phi + 0{,}5K^2H^2)\sin KH] - \phi\sin Kx\,[\phi(1-\cos KH) - 0{,}5K^2H^2\cos KH}{K^2(\phi\sin KH - KH\cos KH)}\right\}; \quad (50)$$

$$Q_x = -\frac{q\phi}{K}\cdot\frac{\sin Kx\,[KH - \sin KH(\phi + 0{,}5K^2H^2)] + \cos Kx\,[\phi(1-\cos KH) - 0{,}5K^2H^2\cos KH]}{\phi\sin KH - KH\cos KH}; \quad (51)$$

$$R_B = -\frac{q}{K}\cdot\frac{\phi(KH\sin KH + \cos KH - 1) - 0{,}5K^2H^2\cos KH}{\phi\sin KH - KH\cos KH}; \quad (52)$$

$$\varphi = \frac{q}{NK}\cdot\frac{2\phi(1-\cos KH) - KH\sin KH(1+\phi) + 0{,}5K^2H^2(1+\cos KH)}{\phi\sin KH - KH\cos KH}; \quad (53)$$

в) от смещения верха колонны Δ по формулам

$$M_x = \Delta\,\frac{\phi N(\cos Kx\sin KH - \sin Kx\cos KH)}{\phi\sin KH - KH\cos KH}; \quad (54)$$

$$Q_x = -\Delta\cdot\frac{\phi KN(\sin Kx\cdot\sin KH + \cos Kx\cdot\cos KH)}{\phi\sin KH - KH\cos KH}; \quad (55)$$

$$R_B = \Delta\cdot\frac{KN\cdot\cos KH}{\phi\sin KH - KH\cos KH}; \quad (56)$$

$$\varphi = -\Delta \cdot \frac{K(1-\cos K H)}{\phi \sin KH - KH\cos KH} \cdot \qquad (57)$$

В формулах (46) - (57)

$$K = \sqrt{\frac{N \cdot \Phi}{B_{окв}}} \quad ; \qquad \phi = \frac{1}{1 - \frac{N}{B_{\tau окв}}} \cdot$$

X - расстояние от заделки колонны до рассматриваемого сечения.

28. Моменты и поперечные силы в сечениях и реакция верхней опоры ступенчатой двухветвевой колонны определяются из расчета колонны смешанным методом по формулам (33), (34), (34а), (35) и (35а). При этом необходимые для вычисления коэффициентов при неизвестных и свободных членов уравнения (33) углы поворота φ и опорные реакции R двухветвевого участка колонны определяются как для колонн сплошного сечения с учетом деформаций сдвига по формулам (46) - (57).

При определении усилий и деформаций от местных нагрузок, а также при определении смещения ступени $\bar{\delta}_{ст}$ при единичном смещении верха колонны, допускается жесткость колонны принимать без учета трещин.

Смещение ступени при смещении верха колонны $\Delta_к$ принимается равным

$$\delta_{ст} = \bar{\delta}_{ст} \cdot \Delta_к \, .$$

Момент в месте ступени от смещения верха колонны $\Delta_к$ определяется по формуле

$$X_1 = M_{ст}^{\Delta} = \Delta_к \cdot \frac{(\tau_{22} - \delta_{12} N_в) H_в}{K_2} \, , \qquad (58)$$

где K_2 – коэффициент, представляющий собой выражение $[-H_в^2(\delta_н r_{22} - \delta_{12} r_{21})]$, а реакция r_{22} определяется по формуле

$$r_{22} = \frac{3\left(B_{экв} - N\frac{B_{экв}}{B_{тэкв}} - 0{,}41 N H_н^2\right)}{H_н^3 \cdot \zeta} - \frac{N_в}{H_н}, \quad (59)$$

где $B_{экв}$ – эквивалентная жесткость нижнего участка колонны,

$$\zeta = 1 + \frac{3B_т}{H_н^2 \cdot B_{тт}}, \quad (60)$$

где $B_т$ – жесткость нижнего участка колонны без трещин.

В формуле (58) величины K_2 и δ_{12} определяются при жесткости без трещин.

Примечание. При значении коэффициента $\omega = \frac{NH^2}{B_т} \leq 0{,}5$ (здесь N и $B_т$ – для заделки) и отношении длины верхнего участка колонны к общей длине колонны $\frac{H_в}{H} \leq 0{,}5$ усилия в сечениях (M и Q) и реакции верхней опоры колонны от действия местных нагрузок допускается определять без учета влияния продольного изгиба, пользуясь для определения реакций формулами п.3.18.

29. Различается три вида напряженного состояния двухветвевого сечения (см.рис.10)*:

первое состояние характеризуется отсутствием трещин в ветвях;

второе состояние – наличием трещин хотя бы в одной ветви при отсутствии в ней растяжения;

третье состояние – наличием растяжения в одной ветви.

Момент трещиностойкости двухветвевого сечения, соответствующий границе между первым и вторым состоянием, определяется по формуле

$$M_т = \pm Ne_1 \mp QK_т, \quad (61)$$

* См.стр. 230

где N, Q - продольная и поперечная сила в двухветвевом сечении;

e_1 - половина расстояния между осями ветвей.

Коэффициент $K_в$ определяется по формуле

$$K_в = \frac{l_в \cdot e_1}{2 r_{яв}} , \qquad (62)$$

где $r_{яв}$ - расстояние от ядровой точки ветви до центра тяжести ее сечения;

$l_в$ - длина панели, принимаемая равной: для рядовой панели - расстоянию между гранями примыкающих распорок, для нижней панели - расстоянию между осью нижней распорки и местом заделки колонны в фундамент.

Изгибающий момент в двухветвевом сечении, соответствующий границе между вторым и третьим состоянием, определяется по формуле

$$M_{тк} = \pm N \cdot e_1 , \qquad (63)$$

Граничное условие для третьего состояния характеризуется достижением расчетного сопротивления во всей продольной арматуре растянутой ветви; изгибающий момент в двухветвевом сечении, соответствующий данному состоянию, определяется по формуле

$$M_р = \pm (N + 4 R_a F_a) e_1 , \qquad (64)$$

где F_a - площадь сечения продольной арматуры, расположенной с одной стороны растянутой ветви.

В формулах (61), (63), (64) верхние знаки принимаются

для левой ветви ($M_T^{л}$, $M_{TK}^{л}$, $M_p^{л}$), нижние - для правой ($M_T^{пр}$, $M_{TK}^{пр}$, $M_p^{пр}$).

30. Изгибная жесткость двухветвевого сечения без трещин определяется по формуле

$$B_T = \frac{1{,}8 e_1^2 E_б F_{бп}}{c}, \qquad (65)$$

где $F_{бп}$ - приведенная площадь сечения ветви, принимаемая равной $F_{бп} = bh + 2F_a \frac{E_a}{E_б}$.

При действии в двухветвевом сечении момента M_p (ф-ла 64) изгибная жесткость двухветвевого сечения определяется по формуле

$$B_p = \frac{\beta E_б b (2e_1 + 0{,}5h)^3}{c}, \qquad (66)$$

где β - определяется по графикам рис.2-5 как для прямоугольного сечения при

$$\mu = \frac{2F_a}{b(2e_1 + 0{,}5h)} \quad \text{и} \quad n_1 = \frac{N}{b(2e_1 + 0{,}5h)R_u}.$$

Сдвиговая жесткость двухветвевого сечения без трещин определяется по формуле

$$B_{кт} = \frac{24 B_{T\,вет}}{c \ell_в^2}\left(1 - 0{,}05 \frac{N \ell_в^2}{B_{T\,вет}}\right), \qquad (67)$$

где $B_{T\,вет}$ - жесткость ветви без трещин, определяемая по формуле (II);

$\ell_в$ - длина панели по рис.10.

31. Соотношение эквивалентной изгибной и эквивалентной сдвиговой жесткости двухветвевого участка колонны, а также

соотношение эквивалентных изгибных жесткостей верхнего и нижнего участка колонны допускается принимать постоянным и равным соотношению этих жесткостей без учета трещин.

32. При наличии трещин в заделке колонны эквивалентную изгибную жесткость нижнего участка колонны допускается принимать линейно зависящей от смещения верха колонны $\Delta_к$ и определять по формуле (25), где коэффициенты А и Д определяются по формулам (6) и (7).

При определении коэффициентов А и Д эквивалентная изгибная жесткость $B_{экв.р}$ принимается равной

$$B_{экв.р} = \psi B_р \qquad (68)$$

Смещение верха ступенчатой двухветвевой колонны, соответствующее при заданной продольной силе началу раскрытия трещин в нижней панели, определяется по формуле

$$\Delta_т = \frac{\pm N e_i + Q^o \cdot K_в - M^o}{\bar{\delta}_{ст} (\bar{M}_{бт} + \bar{Q}_{бт} \cdot K_в) - \bar{M}^{\Delta}_{ст.т} (\bar{M}_{нт} + \bar{Q}_{нт} \cdot K_в)} \qquad (69)$$

Смещение верха ступенчатой двухветвевой колонны, соответствующее при заданной продольной силе достижению расчетного сопротивления в продольной арматуре растянутой ветви нижней панели определяется по формуле

$$\Delta_р = \frac{\pm |M_в| - M^o}{\bar{\delta}_{ст} \cdot \bar{M}_{бр} - \bar{M}^{\Delta}_{ст.р} \cdot \bar{M}_{нр}} \qquad (70)$$

В формулах (69) и (70) верхние знаки принимаются при смещении вправо, нижние - влево.

M^o и Q^o - момент и поперечная сила посередине нижней панели от местных нагрузок при отсутствии

смещения верха колонны при жесткости без учета трещин B_T и $B_{\tau T}$;

$\bar{\delta}_{CT}$ - смещение ступени при единичном смещении верха колонны при жесткости без учета трещин B_T и $B_{\tau T}$;

$\bar{M}^{\Delta}_{CTT}, \bar{M}^{\Delta}_{CT\bar{p}}$ - момент в месте ступени при единичном смещении верха колонны, при жесткости соответственно B_T, $B_{\tau T}$, $B_{экв.p}$ и $B_{\tau экв.p}$;

$\bar{M}_{\delta T}, M_{\delta p}$ - момент посередине нижней панели от единичного смещения ступени при жесткости соответственно B_T, $B_{\tau T}$ и $B_{экв.p}$ и $B_{\tau экв.p}$;

$\bar{Q}_{\delta T}, \bar{Q}_{MT}$ - поперечная сила посередине нижней панели соответственно от единичного смещения ступени и единичного момента в месте ступени при жесткости B_T, $B_{\tau T}$;

$\bar{M}_{MT}, \bar{M}_{Mp}$ - момент посередине нижней панели от единичного момента в месте ступени при жесткости соответственно $B_T, B_{\tau T}$ и $B_{экв.p}$, $B_{\tau экв.p}$.

33. Перемещение верха середины каркаса находится как меньший по абсолютной величине корень квадратного уравнения

$$a\Delta^2 - b\Delta - c - d = 0 \quad ,$$

где

$$\alpha = 3\sum_{i=1}^{n} \frac{D_i}{H_{Hi}^3 \; \xi_i \; K_{2i}} \quad ;$$

$$B = \sum_{i=1}^{n} \left[\frac{3\left(A_i - N_i \frac{B_{Ti}}{B_{\tau i}} - 0{,}41 N_i H_{Hi}^2\right)}{H_{Hi}^3 \cdot \zeta_i \cdot K_{2i}} - \frac{R_{HBii} N_{Bi}}{K_{2i}} - \right.$$

$$\left. - \frac{N_{Bi}}{H_{Bi}} (1 - \bar{\delta}_{cri}) - \frac{6 f_{pi} D_i}{H_{Hi}^3 \cdot \zeta_i \cdot K_{2i}} \right] ;$$

$$C = \sum_{i=1}^{n} f_{pi} \left[\frac{3\left(A_i - N_i \frac{B_{Ti}}{B_{\tau i}} - 0{,}41 N_i H_{Hi}^2\right)}{H_{Hi}^3 \zeta_i K_{2i}} - \frac{R_{HBii} \cdot N_{Bi}}{K_{2i}} - \right.$$

$$\left. - \frac{N_{Bi}}{H_{Bi}} (1 - \bar{\delta}_{cri}) - \frac{3 f_{pi} D_i}{H_{Hi}^3 \cdot \zeta_i \cdot K_{2i}} \right] ; \qquad d = R \cdot$$

Здесь выбор коэффициентов A_i и D_i производится в соответствии с указаниями п.17. Коэффициенты K_{2i} принимаются по п.30 при жесткости без учета трещин, жесткость B_{Ti} относится к нижнему участку колонны, а расчетное вынужденное перемещение верха колонн принимается равным

$$f_{pi} = \frac{f_{ni}}{C} .$$

При отсутствии трещин в заделке всех колонн каркаса перемещение Δ определяется по формуле

$$\Delta = - \frac{C_1 + R}{B_1} ,$$

где $$C_1 = \sum_{i=1}^{n} f_{pi} \left[\frac{3\left(B_{Ti} - N_i \frac{B_{Ti}}{B_{\tau i}} - 0{,}41 N_i H_{Hi}^2\right)}{H_{Hi}^3 \zeta_i \cdot K_{2i}} - \frac{R_{HBii} \cdot N_{Bi}}{K_{2i}} - \frac{N_{Bi}}{H_{Bi}} (1 - \bar{\delta}_{cri}) \right] ;$$

$$B_1 = \sum_{i=1}^{n} \left[\frac{3\left(B_{Ti} - N_i \frac{B_{Ti}}{B_{\tau i}} - 0{,}41 N_i H_{Hi}^2\right)}{H_{Hi}^3 \cdot \zeta_i \cdot K_{2i}} - \frac{R_{HBii} \cdot N_{Bi}}{K_{2i}} - \frac{N_{Bi}}{H_{Bi}} (1 - \bar{\delta}_{cri}) \right] .$$

34. Перемещение и горизонтальная реакция верха каркаса, соответствующие его предельному равновесию определяются по формулам (27) и (28) принимая a, в, и c по п.33, где

коэффициенты A_i и $Д_i$ определяются при кратковременной жесткости и принимаются соответствующими направлению и величине смещения $\Delta_{\kappa i} = \Delta_{уст} + f_{pi}$.

35. Продольная сила в ветвях определяется по формуле

$$N_{вет} = \frac{N}{2} \mp \frac{M}{2e_1}, \qquad (71)$$

где M - момент в двухветвевом сечении посередине рассматриваемой панели.

Верхний знак принимается для левой ветви ($N^{л}_{вет}$), нижний - для правой ($N^{пр}_{вет}$).

Графики зависимости момента в ветвях m ($m^{л}$- для левой ветви и $m^{пр}$ - для правой) от момента в сечении колонны M, действующего посередине высоты рассматриваемой панели при постоянной продольной силе N и поперечной силе Q приведены на рис.II и I2*. График на рис.II относится к случаю, когда имеется интервал значений M, при которых в обеих ветвях отсутствуют трещины, график рис.I2 - когда такой интервал отсутствует.

Изгибающие моменты в ветвях для случая $N e_1 \geqslant |Q| \cdot K_в$ (см.рис.II):

а) при отсутствии трещин, т.е. при $M^{пр}_{т} \leq M \leq M^{л}_{т}$ определяются по формуле

$$m = 0{,}25|Q|\, \ell_в \, \frac{B_{т\,вет} - 0{,}0175 N_{вет} \ell_в^2}{B_{т\,вет} - 0{,}05125\, N \ell_в^2}, \qquad (72)$$

где Q - поперечная сила посередине рассматриваемой панели;

$B_{т\,вет}$ - жесткость ветви без трещин.

---

* См.стр. 251

б) при $M_T^{\Lambda} < M < M_{TK}^{\Lambda}$ момент m^{Λ} определяется как меньший корень квадратного уравнения

$$m^{\Lambda 2}\mathcal{D}_{\Lambda} - m^{\Lambda}(B_{T\,вет} + A_{\Lambda} \cdot 0{,}1025 N l_в^2 + 0{,}5\mathcal{D}_{\Lambda}|Q|l_в + \\ + 0{,}5A_{\Lambda}|Q|l_в - 0{,}00875 N_{вет}^{\Lambda}|Q|l_в^3 = 0 \qquad (73)$$

Здесь коэффициенты A_{Λ} и $Д_{\Lambda}$ определяются по формулам

$$A_{\Lambda} = \frac{m_p B_{T\,вет} - m_T B_{p.\,вет}}{m_p - m_T}\ ; \qquad (74)$$

$$\mathcal{D}_{\Lambda} = \frac{B_{T.\,вет} - B_{p\,вет}}{m_p - m_T}\ , \qquad (75)$$

где m_p – расчетный предельный момент по прочности, который может быть воспринят сечением ветви при действии продольной силы $N_{вет}^{\Lambda}$;

$m_T = N_{вет}^{\Lambda} \cdot r_{я.вет}$ – момент трещиностойкости сечения ветви ;

$B_{p.вет}$ – жесткость сечения ветви с трещиной при действии в нем момента m_p и продольной силы $N_{вет}^{\Lambda}$; определяется по формуле (I3),

Момент $m^{пр}$ определяется по формуле

$$m^{пр} = 0{,}5|Q|l_в \frac{B_{T\,вет} - 0{,}0175 N_{вет}^{пр} l_в^2}{B_{T\,вет} + A_{\Lambda} - \mathcal{D}_{\Lambda} m^{\Lambda} - 0{,}1025 N l_в^2}\ ; \qquad (76)$$

в) при $M_T^{пр} > M > M_{TK}^{пр}$ момент $m^{пр}$ определяется как меньший корень квадратного уравнения

$$m^{пр2}\mathcal{D}_{пр} - m^{пр}(B_{т\,вет} + A_{пр} - 0{,}1025\,N\ell_в^2 + 0{,}5\,\mathcal{D}_{пр}|Q|\ell_в) + \tag{73а}$$

$$+ 0.5\,A_{пр}\,|Q|\ell_в - 0{,}00875\,N_{вет}^{пр}\,|Q|\ell_в^3 = 0 \cdot$$

Здесь коэффициенты $A_{пр}$ и $\mathcal{D}_{пр}$ определяются по формулам (74) и (75) при продольной силе в ветви $N_{вет}^{пр}$.

Момент $m^{\wedge}$ определяется по формуле

$$m^{\wedge} = 0{,}5|Q|\ell_в \frac{B_{т.вет} - 0{,}0175\,N_{вет}^{\wedge}\,\ell_в^2}{B_{т\,вет} + A_{пр} - \mathcal{D}_{пр}\,m^{пр} - 0{,}1025\,N\ell_в^2} \cdot \tag{55а}$$

г) при $M_{тк}^{\wedge} \leq M < M_р^{\wedge}$ и $N \cdot e_1 \geqslant 2|Q| \cdot K_в$,

т.е. при отсутствии трещин в сжатой ветви, момент $m^{пр}$ определяется по формуле

$$m^{пр} = 0{,}5|Q|\ell_в \frac{B_{т.вет} - 0.0175\,N_{вет}^{пр}\,\ell_в^2}{B_{т.вет} - 0{,}1025\,N\ell_в^2} \cdot \tag{77}$$

Момент $m^{\wedge}$ определяется по формуле

$$m^{\wedge} = 0{,}5|Q|\ell_в \frac{B_{а.вет}}{B_{т\,вет} + B_{а.вет} - 0.1025\,N\ell_в^2}, \tag{78}$$

где $B_{а\,вет} = E_а\,\mathcal{Y}_а$;

д) при $M_{тк}^{\wedge} \leq M < M_р^{\wedge}$ и $N \cdot e_1 < 2|Q| \cdot K_в$,

т.е. при наличии трещин в сжатой ветви момент $m^{пр}$ определяется как меньший корень квадратного уравнения

$$m^{пр2}\mathcal{D}_{пр} - m^{пр}(A_{пр} - 0{,}1025\,N\ell_в^2 + 0.5\,\mathcal{D}_{пр}|Q|\ell_в) +$$

$$+ 0.5\,A_{пр}|Q|\ell_в - 0.00875\,N_{вет}^{пр}|Q|\ell_в^3 = 0 \cdot$$

Здесь коэффициенты $A_{пр}$ и $Д_{пр}$ определяются по формулам (74) и (75) при продольной силе в ветви $N_{вет}^{пр}$.

Момент $m^{л}$ определяется по формуле

$$m^{л} = 0{,}5|Q|\ell_в \frac{B_{а\,вет}}{B_{а\,вет} + A_{пр} - \mathcal{D}_{пр}\cdot m^{пр} 0{,}1025N\ell_в^2}\ ;$$

е) при $M_{тк}^{пр} \geqslant M > M_р^{пр}$ и $N\cdot e_i \geqslant 2|Q|K_в$ момент $m^{л}$ определяется по формуле (77) с заменой $N_{вет}^{пр}$ на $N_{вет}^{л}$, а момент $m^{пр}$ - по формуле (57).

ж) при $M_{тк}^{пр} \geqslant M > M_р^{пр}$ и $N\cdot e_i < 2|Q|K_в$ момент $m^{л}$ определяется как меньший корень квадратного уравнения

$$m^{л2}\mathcal{D}_{л} - m^{л}(A_{л} - 0{,}1025N\ell_в^2 + 0{,}5\,\mathcal{D}_{л}|Q|\ell_в) +$$

$$+ 0.5\,A_{л}|Q|\ell_в - 0.00875\,N_{вет}^{л}|Q|\ell_в^3 = 0$$

Здесь коэффициенты $A_{л}$ и $Д_{л}$ определяются по формулам (74) и (75) при продольной силе в ветви $N_{вет}^{л}$.

Момент $m^{пр}$ определяется по формуле

$$m^{пр} = 0{,}5|Q|\ell_в \frac{B_{а\,вет}}{B_{а\,вет} + A_{л} - \mathcal{D}_{л}\cdot m^{л} - 0{,}1025N\ell_в^2}\cdot$$

Изгибающие моменты в ветвях для случая $N\cdot e_i < |Q|\cdot K_в$ (см.рис.12):

и) при $0 \leq M < M_{тк}^{л}$ или $0 \geqslant M > M_{тк}^{пр}$

и $2N\cdot e_i < |Q|K_в$, а также при $0 \le M < M_т^{пр}$ или $0 \ge M > M_т^{л}$ и $2N\cdot e_i > |Q|K_в \ge N\cdot e_i$ находятся как меньшие по величине корни системы квадратных уравнений

$$m^{л2}\mathcal{D}_л - m^{л}(A_л + A_{пр} - \mathcal{D}_{пр}m^{пр} - 0{,}1025N\ell_в^2 + 0{,}5\mathcal{D}_л|Q|\ell_в) +$$

$$+0{,}5A_л|Q|\ell_в - 0{,}00875N_{вет}^{л}|Q|\ell_в^3 = 0;$$

$$m^{пр2}\cdot\mathcal{D}_{пр} - m^{пр}(A_л + A_{пр} - \mathcal{D}_л m^{л} - 0{,}1025N\ell_в^2 + 0{,}5\mathcal{D}_{пр}|Q|\ell_в) +$$

$$+0{,}5A_{пр}|Q|\ell_в - 0{,}00875N_{вет}^{пр}|Q|\ell_в^3 = 0$$

Здесь коэффициенты $A_л$ и $Д_л$ определяются по формулам (74) и (75) при продольной силе в ветви $N_{вет}^{л}$, а $A_{пр}$ и $Д_{пр}$ – при $N_{вет}^{пр}$.

к) при $M_т^{пр} \le M < M_{тк}^{л}$ и $2N\cdot e_i > |Q|\cdot K_в \ge N\cdot e_i$ момент в левой ветви $m^{л}$ определяется как меньший корень квадратного уравнения

$$m^{л2}\mathcal{D}_л - m^{л}(B_{т\,вет} + A_л - 0{,}1025N\ell_в^2 + 0{,}5\mathcal{D}_л|Q|\ell_в) +$$

$$+0{,}5A_л|Q|\ell_в - 0{,}00875N_{вет}^{л}|Q|\ell_в^3 = 0$$

Здесь коэффициенты $A_л$ и $Д_л$ определяются по формулам (74) и (75) при продольной силе в ветви $N_{вет}^{л}$.

Момент $m^{пр}$ определяется по формуле

$$m^{пр} = 0{,}5|Q|\ell_в\,\frac{B_{т\,вет} - 0{,}0175N_{вет}^{пр}\ell_в^2}{B_{т\,вет} + A_л - \mathcal{D}_л m^{л} - 0{,}1025N\ell_в^2};$$

л) $M_T^{лев} \geqslant M > M_{тк}^{пр}$ и $2N \cdot e, > |Q| k_в \geqslant N \cdot e,$

момент в правой ветви $m^{пр}$ определяется как меньший корень квадратного уравнения

$$m^{пр2} \mathcal{D}_{пр} - m^{пр}(B_{т\,вет} + A_{пр} - 0{,}1025\, N \ell_в^2 + 0{,}5\, \mathcal{D}_{пр} |Q| \ell_в) +$$

$$+ 0{,}5\, A_{пр} |Q| \ell_в - 0{,}00875\, N_{вет}^{пр} |Q| \ell_в^3 = 0 \cdot$$

Здесь коэффициенты $A_{пр}$ и $Д_{пр}$ определяются по формулам (74) и (75) при продольной силе в ветви $N_{вет}^{пр}$. Момент $m^{\wedge}$ определяется по формуле

$$m^{\wedge} = 0{,}5 |Q| \ell_в \frac{B_{т\,вет} - 0{,}0175\, N_{вет}^{\wedge} \ell_в^2}{B_{т\,вет} + A_{пр} - \mathcal{D}_{пр} m^{пр} - 0{,}1025\, N \ell_в^2} .$$

м) при $M_{тк}^{\wedge} \leq M < M_р^{\wedge}$ и $M_{тк}^{пр} \geqslant M > M_р^{пр}$ моменты в ветвях определяются по подпунктам г, д, е, и ж настоящего пункта.

По формулам настоящего пункта моменты в ветвях вычисляются в месте пересечения с осью распорки; моменты по граням распорок допускается определять по линейной интерполяции.

В формулах настоящего пункта длина панели $\ell_в$ принимается по рис.10, а момент М - посередине высоты рассматриваемой панели.

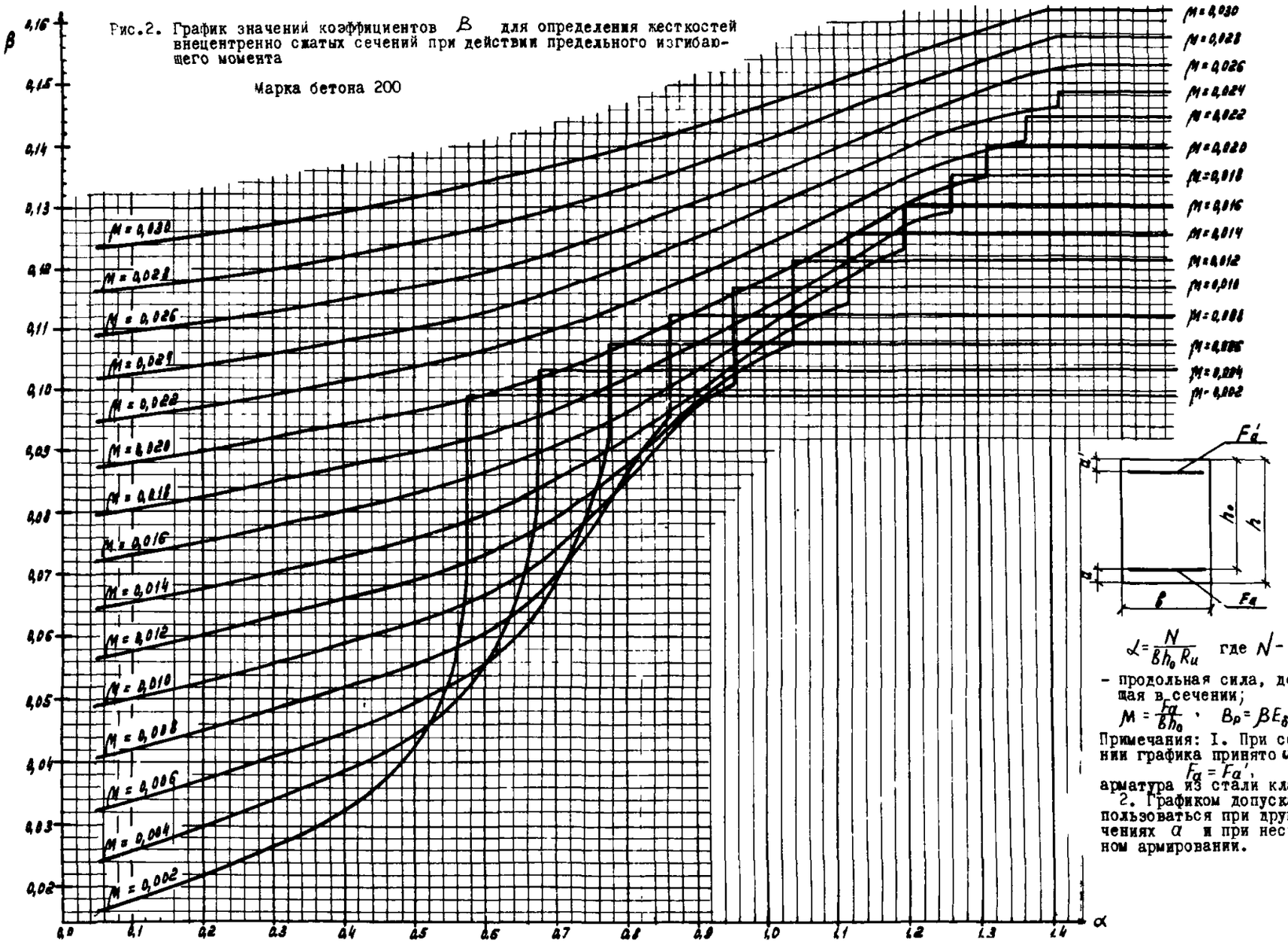
Пример расчета каркаса здания с призматическими колоннами по деформированной схеме

Дано: шестипролетное производственное здание (рис.13)*. Отметка низа стропильных ферм 9,6 м. Отметка верха стакана фундамента-0,15 м. Расстояние между поперечными температур-

* См.стр. 252

Рис.2. График значений коэффициентов β для определения жесткостей внецентренно сжатых сечений при действии предельного изгибающего момента

Марка бетона 200



$\alpha = \frac{N}{Bh_0 R_u}$ где N - продольная сила, действующая в сечении;

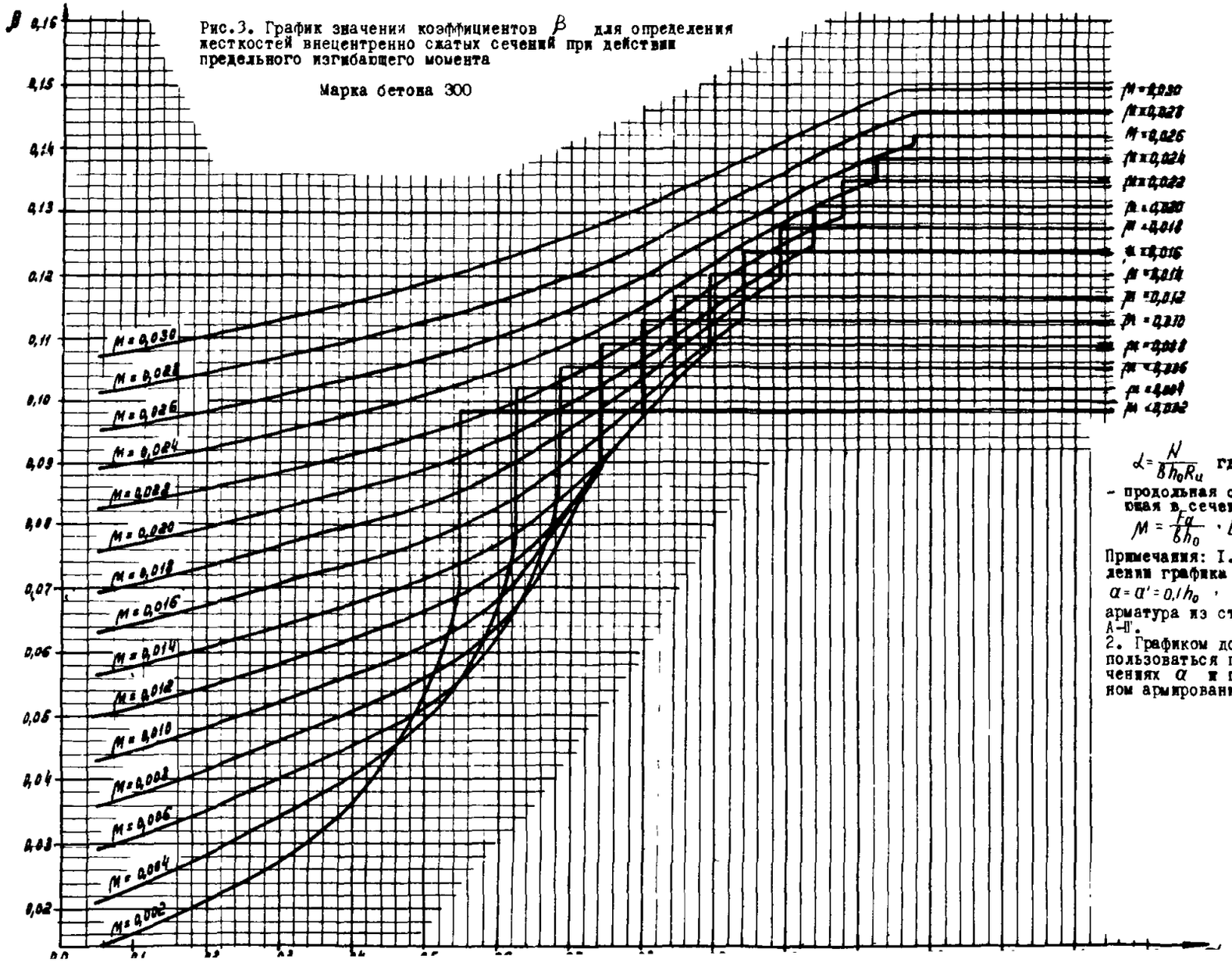
$\mu = \frac{F_a}{bh_0}$, $B_p = \beta E_b b h_0^3$

Примечания: 1. При составлении графика принято $a = a' = 0{,}1 h_0$, $F_a = F_a'$, арматура из стали класса А-II.

2. Графиком допускается пользоваться при других значениях α и при несимметричном армировании.

Рис.3. График значений коэффициентов β для определения жесткостей внецентренно сжатых сечений при действии предельного изгибающего момента

Марка бетона 300



$\alpha = \frac{N}{\beta h_0 R_u}$ где N - продольная сила, действующая в сечении,

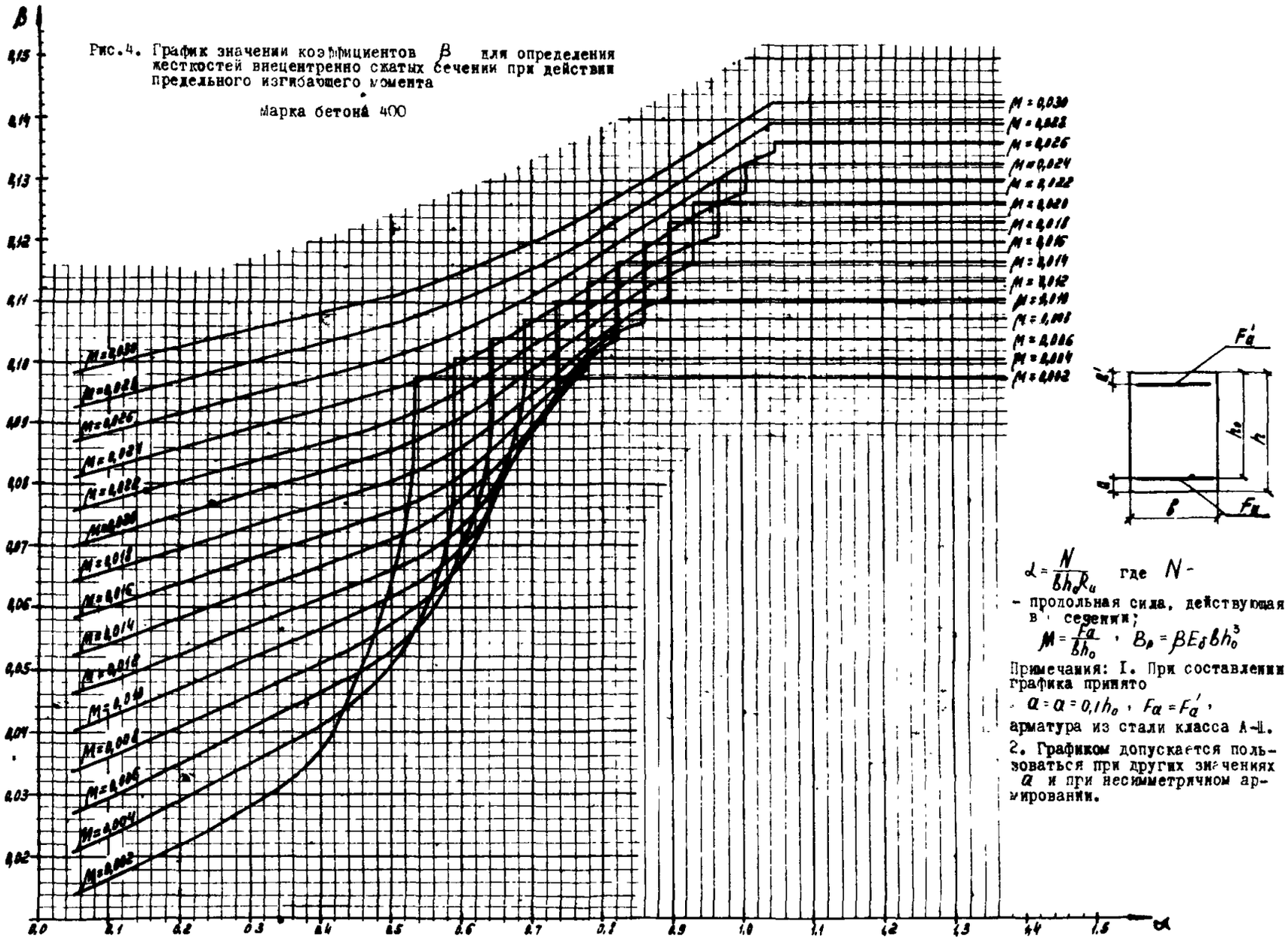
$M = \frac{F_a}{\beta h_0} \cdot B_p = \beta E_\delta \beta h_0^3$

Примечания: 1. При составлении графика принято $a = a' = 0,1 h_0$, $F_a = F_a'$, арматура из стали класса А-II.

2. Графиком допускается пользоваться при других значениях a и при несимметричном армировании.

Рис.4. График значений коэффициентов β для определения жесткостей внецентренно сжатых сечений при действии предельного изгибающего момента

Марка бетона 400



$\alpha = \frac{N}{bh_0R_u}$ где N - продольная сила, действующая в сечении;

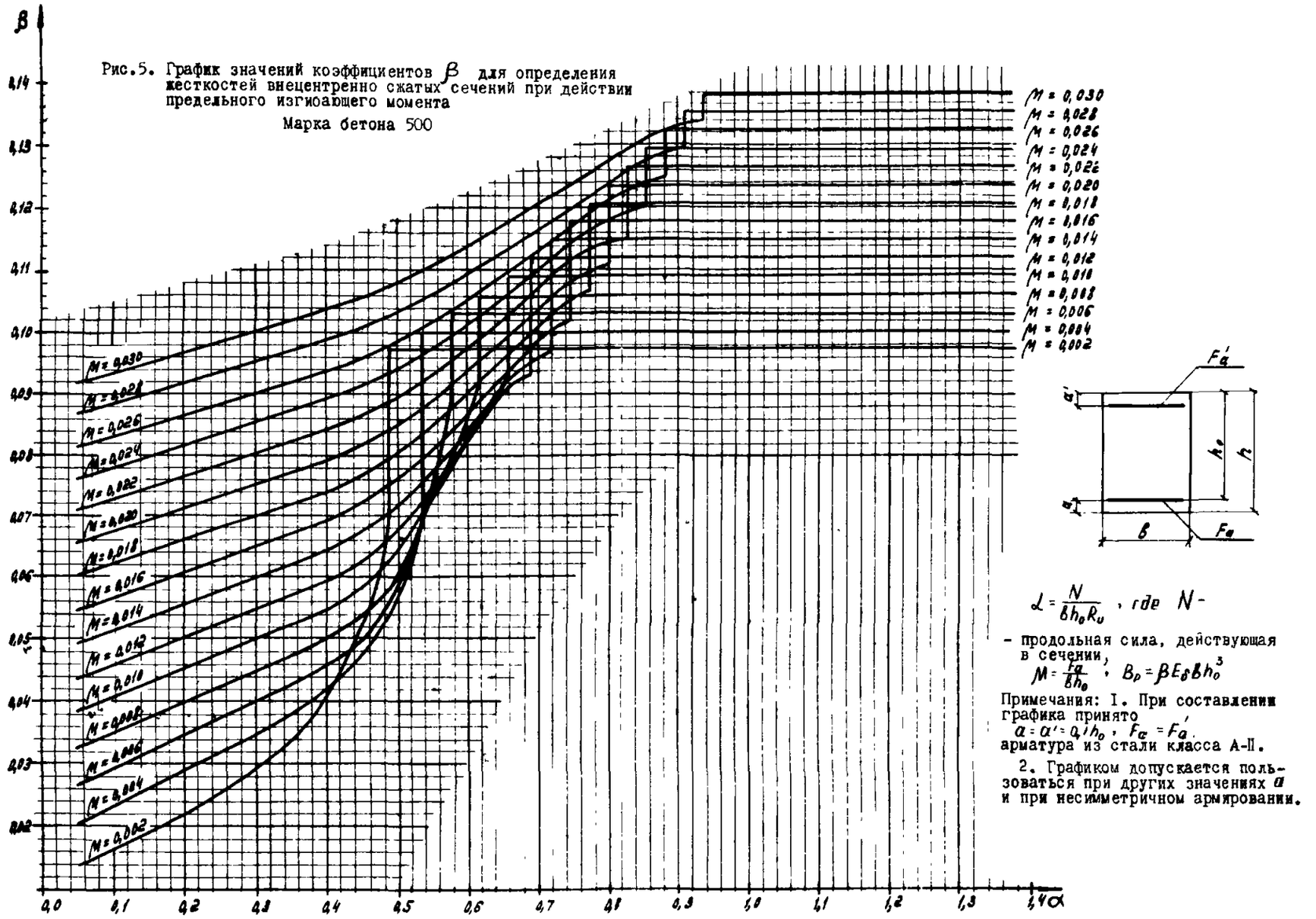
$M = \frac{Fa}{bh_0}$, $B_p = \beta E_\delta b h_0^3$

Примечания: 1. При составлении графика принято $a = a' = 0{,}1h_0$, $F_a = F_a'$, арматура из стали класса А-II.

2. Графиком допускается пользоваться при других значениях a и при несимметричном армировании.

Рис.5. График значений коэффициентов β для определения жесткостей внецентренно сжатых сечений при действии предельного изгибающего момента

Марка бетона 500



$\alpha = \frac{N}{bh_0R_u}$, где N - продольная сила, действующая в сечении;

$M = \frac{Fa}{bh_0}$; $B_p = \beta E_b b h_0^3$

Примечания: 1. При составлении графика принято $a = a' = 0,1h_0$; $Fa = F'a$. арматура из стали класса А-II.

2. Графиком допускается пользоваться при других значениях a и при несимметричном армировании.

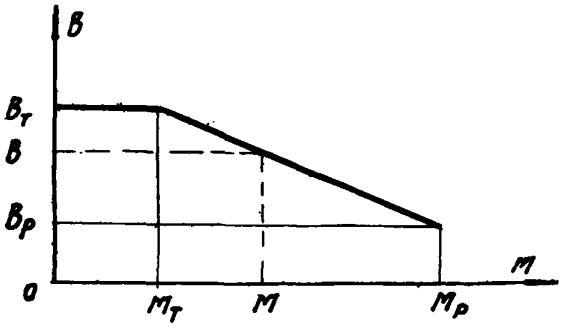


Рис.I. График зависимости жесткости сечения от изгибающего момента

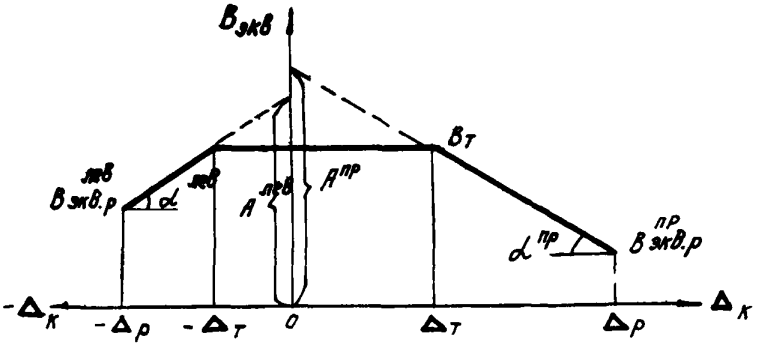


Рис.6. График зависимости эквивалентной жесткости призматической колонны и нижнего участка ступенчатой колонны от смещения ее верха

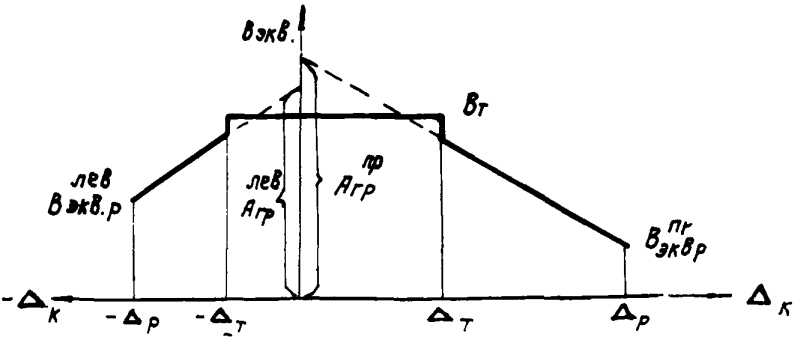


Рис.7. График зависимости эквивалентной жесткости от смещения верха колонны при $А > А_{гр}$ и $Д > Д_{гр}$

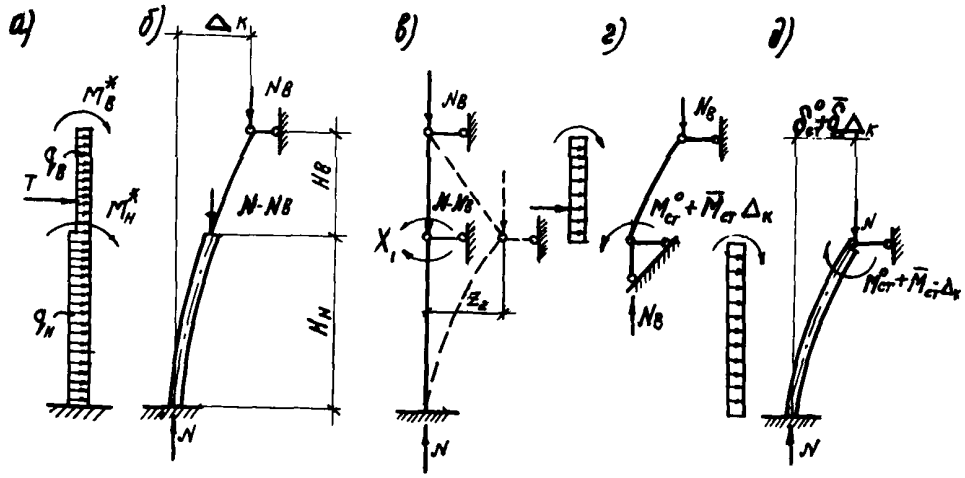


Рис.8. Схема нагрузок (а), расчетная схема (б) и основная система (в) ступенчатой колонны. Схема загружения верхнего (г) и нижнего (д) участков после раскрытия статической неопределимости

$M_{ст}^\circ$ и $\delta_{ст}^\circ$ - момент в месте ступени и перемещение ступени от местных нагрузок;

$\bar{M}_{ст}$ и $\bar{\delta}_{ст}$ - момент в месте ступени и перемещение ступени при единичном смещении верха колонны



Рис.9. Схема изогнутой оси колонны
а - при изгибе; б - при сдвиге

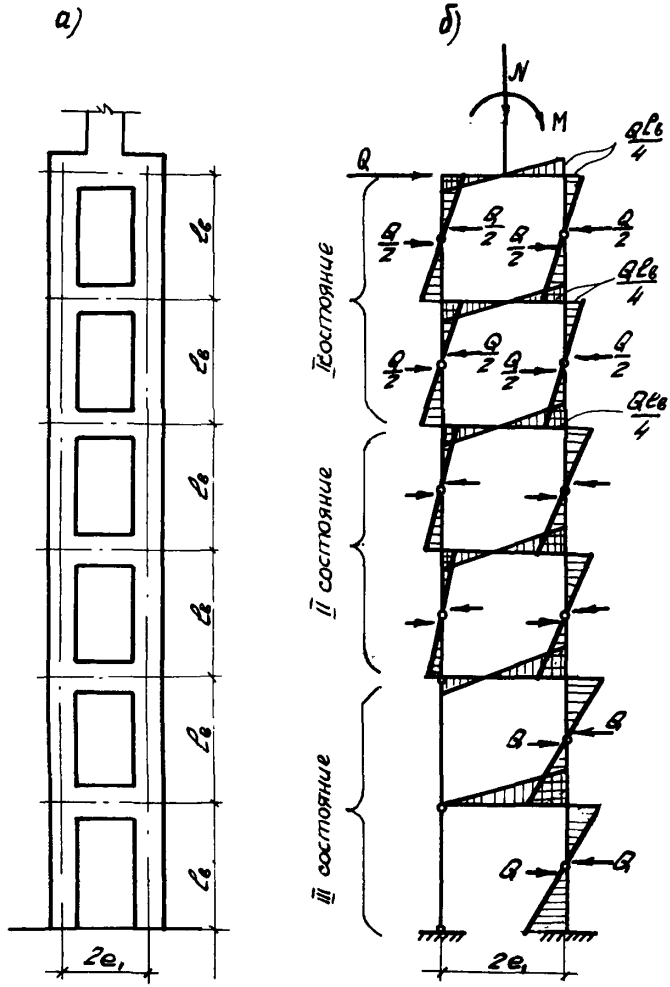


Рис.IO. Схема двухветвевой колонны
а - конструктивная; б - расчетная; I состояние - в ветвях отсутствуют трещины; II состояние - в левой ветви есть трещины, обе ветви сжаты; III - состояние - левая ветвь растянута

ными швами 60 м. Шаг колонн 12 м. Покрытие из железобетонных крупнопанельных плит. Относительная влажность помещений 60%.

Высота колонн $H = 9{,}75$ м.

Размеры сечения колонн :

по осям А, Ж $b \times h = 0{,}5 \times 0{,}5$ м;

по осям Б,В,Г,Д,Е $b \times h = 0{,}5 \times 0{,}6$ м.

Колонны по осям А и Ж из бетона марки 300, $R_u = 1600$ т/м^2, $E_б = 0{,}315 \times 10^7$ т/м^2.

Колонны по осям Б,В,Г,Д,Е из бетона марки 400, $R_u = 2100$ т/м^2, $E_б = 0{,}35 \times 10^7$ т/м^2.

Рабочая арматура из стали класса А-Ш, $R_a = 3400$ т/м^2, $E_a = 2 \times 10^7$ т/м^2.

Армирование колонны симметричное. Расстояние от грани колонны до центра тяжести продольной арматуры $a = a' = 0{,}05$ м. Количество продольной арматуры в колоннах:

по осям А и Ж $F_a = F_a' = 0{,}0022$ м^2,

по осям Б,В,Г,Д,Е $F_a = F_a' = 0{,}0025$ м^2.

Нагрузки и воздействия определены как для дополнительного сочетания (с учетом коэффициента 0,9 для кратковременных нагрузок и воздействий).

Расчетные нагрузки на колонны промежуточных рядов приведены в табл.4 и на рис.14 (а - по оси А; б - по осям Б,В, Г,Д,Е; в - по оси Ж), расчетные нагрузки на колонны торцовых рядов в два раза меньше нагрузок на колонны промежуточных рядов.

Ветровая нагрузка W, действующая на надколонную часть здания, равна 144 т.

Таблица 4

Расположение колонны по осям	N, T			q, т/м
	$N_к$	$N_{дл}$	N	
А, Ж	67,2	67,2	134,4	0,4I
Б,В,Г,Д,Е	133,0	I33,0	266,0	0

Примечание. Здесь $N_к$ - кратковременная снеговая нагрузка; $N_{дл}$ - длительная постоянная нагрузка от веса покрытия и стен; q - ветровая равномерно распределенная нагрузка.

Расчетные величины принудительных смещений верха колонн относительно середины каркаса, принятые равными половине (см п.6) полной величины смещений, вызванных температурными воздействиями и удлинением нижних граней стропильных конструкци приведены на рис.I3.

Расчетными являются колонны по оси Ж (крайняя) и по оси Е (средняя), так как усилия в них от ветровой нагрузки и от воздействия принудительного смещения суммируются.

Требуется. Для колонн по осям Е и Ж построить эпюры моментов в плоскости поперечной рамы и проверить устойчивость каркаса.

I. Установление зависимости эквивалентных жесткостей колонн от направления и величины смещения верха колонн .(Здесь и далее все расчеты, за исключением определения суммарной реакции верха каркаса, производятся для колонн промежуточных рядов).

I) Определяются жесткости сечений колонн без трещин Вт по формуле (II)

Для колонн крайних рядов (по осям А и Ж)

$$n = \frac{E_a}{E_б} = \frac{2.10^7}{0,35.10^7} = 6,35;$$

$$Вт = 0,85Eб \left[\frac{bh^3}{12} + 2F_a(0,5h - a)^2 n\right] =$$

$$0,85 \times 0,135 \times 10^7 \left[\frac{0,5 \times 0,5}{12} + 2 \times 0,0022(0,5 \times 0,5^3 - 0,05)^2 \times 6,35\right] = 169 \times 10^2 \text{ тм}^2.$$

Для колонн средних рядов (по осям Б,В,Г,Д,Е)

$$n = \frac{2.10^7}{0,35.10^7} = 5,7;$$

$$Вт = 0,85 \times 0,35 \times 10^7 \left[\frac{0,5 \times 0,6^3}{12} + 2 \times 0,0025(0,5 \times 0,6 - 0,05)^2 5,7\right] =$$

$$= 320 \times 10^2 \text{ тм}^2.$$

2) Определяются предельные расчетные моменты по прочности для сечений колонн в месте заделки в фундамент по формулам (I4,I5,I6,I7).

Для колонн крайних рядов

$$\alpha = \frac{N}{b h_o R_u} = \frac{134,4}{0,5 \times 0,45 \times 1600} = 0,374 < 0,55$$

и $\frac{2a}{h_o} = \frac{2 \times 0,05}{0,45} = 0,222.$

При $\frac{2a}{h_o} < \alpha < 0,55$

$$M_p = N h_o (1 - 0,5\alpha) + (R_a F_a - 0,5N)(h_o - a) =$$

$$= 134,4 \times 0,45 \times (1 - 0,5 \times 0,374) + (34000 \times 0,0022 - 0,5 \times 134,4)(0,45 - 0,05) = 52,3 \text{ тм}.$$

Для колонн средних рядов

$$\alpha = \frac{266}{0,5 \times 0,55 \times 2100} = 0,46 < 0,55$$

и $\frac{2a}{h_0} = \frac{2x0,05}{0,55} = 0,182.$

При $\frac{2a}{h_0} < \alpha < 0,55.$

Мр = 266x0,55(I-0,5x0,46)+(34000x0,0025-0,5x266)(0,55-0,05)=

= 88 тм.

3) Определяются моменты трещиностойкости сечений колонн в месте заделки по формуле (2)

Для колонн крайних рядов

$$M_T = N \cdot r_g = N \cdot \frac{h}{6} \cdot \frac{1 + 6n\frac{F_a}{F}\left(1 - \frac{2a}{h}\right)^2}{1 + 2n\frac{F_a}{F}} =$$

$$= 134,4 \cdot \frac{0,5}{6} \cdot \frac{1+6x6,35\,\frac{0,0022}{0,5x0,5}\,(1 - \frac{2x0,05}{0,5})^2}{1+2x6,35 \cdot \frac{0,0022}{0,5x0,5}} =$$

= 12,2 тм.

Для колонн средних рядов

$$M_T = 266 \cdot \frac{0,6}{6} \cdot \frac{1+6x5,7\,\frac{0,0025}{0,5x0,5}\,(1 - \frac{2x0,05}{0,6})^2}{1+2x5,7 \cdot \frac{0,0025}{0,6x0,5}} = 29 \text{ тм.}$$

4) Определяются жесткости сечений колонн с трещинами при действии заданных вертикальных нагрузок и момента Мр по формуле (13)

Для колонн крайних рядов

$$\alpha = 0{,}374;\ \mu = \frac{F_a}{b\,h_0} = \frac{0{,}0022}{0{,}5\text{x}0{,}45} = 0{,}0098;\ \beta = 0{,}055;$$

$$Bp = \frac{B\,E_\delta\,b\,h_0^3}{C} = 0{,}055\text{x}0{,}315\text{x}10^7\text{x}0{,}5\text{x}0{,}5\text{x}0{,}45^3 = 79\text{x}10^2\ тм^2.$$

Для колонн средних рядов

$$\alpha = 0{,}46;\ \mu = \frac{0{,}0025}{0{,}5\text{x}0{,}55} = 0{,}0091;\quad \beta = 0{,}057;$$

$$Bp = 0{,}057\text{x}0{,}35\text{x}10^7\text{x}0{,}5\text{x}0{,}55^3 = 165\text{x}10^2\ тм^2.$$

5) Величина и знак коэффициентов А и Д, определяющих зависимость эквивалентной жесткости колонны от смещения ее верха в общем случае зависят от направления смещения. Если же в колонне при отсутствии смещения нет моментов от местных нагрузок, то коэффициенты А и Д не зависят от направления смещения. Поэтому в дальнейших расчетах и для сокращения объема вычислений задаемся направлением окончательного смещения колонн по осям А и Б - влево, по осям В,Г,Д,Е,Ж - вправо, учитывая действие ветровой нагрузки на каркас слева направо и заданные принудительные смещения верха колонн. Тем самым ограничиваемся определением зависимости $B_{экв} - \Delta_к$ только при одном направлении смещения колонны.

в) Определяются эквивалентные жесткости $B_{экв.р}$ колонн при действии заданных вертикальных нагрузок и моментов Мр в заделке

Вычисляется $B_{экв.р}$ по формулам табл.2.

Колонны по оси А (верхние знаки) и по оси Ж (нижние знаки) (см.рис.15,а)*

Мр = ±52,3 тм; Мв = | -10,5 тм | < Мт = 12,2 тм,

* См.стр. 153

$B_р = 79 \times 10^2$ тм^2; $B_т = 169 \times 10^2$ тм^2.

$$\alpha_1 = \frac{M_н - M_т}{M_н - M_в} = \frac{\mp 52{,}3 - (\mp 0{,}5)}{\mp 52{,}3 - (\mp 0{,}5)} = 0{,}96;$$

$$B_{экв\,р} = \frac{M_р \alpha_1 (3-\alpha_1) + M_т (2-\alpha_1) + M_в (1-\alpha_1)^2}{\frac{M_р}{B_р} \alpha_1 (3-\alpha_1) + \frac{M_т}{B_т} (2-\alpha_1) + \frac{M_в}{B_т} (1-\alpha_1)^2} =$$

$$= \frac{\mp 52{,}3 \times 0{,}96(3-0{,}96) \mp 12{,}2(2-0{,}96) \mp 10{,}5(1-0{,}96)^2}{\frac{\mp 52{,}3}{79 \times 10^2} \cdot 0{,}96(3-0{,}96) \mp \frac{12{,}2}{169 \times 10^2}(2-0{,}96) \mp \frac{10{,}5}{169 \times 10^2}(1-0{,}96)^2} = 184 \times 10^2 \text{ тм}^2.$$

Колонны по осям Б (верхние знаки) и В,Г,Д,Е (нижние знаки) (рис.15,б)

$M_н = M_р = \mp 88$ тм; $M_в = 0$; $M_т = \mp 29{,}0$ тм;

$B_н = B_р = 165 \times 10^2$ тм^2; $B_т = 320 \times 10^2$ тм^2;

$$\alpha_1 = \frac{\mp 88 - (\mp 29{,}0)}{\mp 88 - 0} = 0{,}67;$$

$$B_{экв\,р} = \frac{\mp 88{,}0 \times 0{,}67(3-0{,}67) \mp 29(2-0{,}67) \mp 0}{\frac{\mp 88}{165 \times 10^2} 0{,}67(3-0{,}67) \mp \frac{29}{320 \times 10^2}(2-0{,}67) \mp 0} = 185 \times 10^2 \text{ тм}^2.$$

7) Определяются моменты Мн в заделке колонны от местных нагрузок при отсутствии смещения верха колонны.

Длительность действия постоянных нагрузок ($N_{дл}$) учитывается умножением момента от этих нагрузок на коэффициент Кдл, равный для колонн крайних рядов

$$K_{дл} = \frac{1 + \frac{NH^2}{5E_б J_б}}{1 + \frac{NH^2}{10E_б J_б}} =$$

$$= \frac{1 + \frac{134,4 \times 9,75^2 \times 12}{5 \times 0,315 \times 10^7 \times 0,5 \times 0,5^3}}{1 + \frac{134,4 \times 9,75^2 \times 12}{10 \times 0,315 \times 10^7 \times 0,5 \times 0,5^3}} = 1,07$$

Внешние моменты M^x с учетом длительности действия части нагрузок (верхние знаки для колонн по оси А) равны

$$M^x = \mp (N_к a - K_{gл} N_{gл} a) = \mp (67,2 \times 0,075 + 1,07 \times 67,2 \times 0,075) =$$

$$= \mp 10,5 \text{ тм}.$$

Моменты $M^0_н$ в месте заделки колонны в фундамент определяются по формулам табл.1.

$$M^0_н = \frac{q H^2}{8} (1 + 0,04 \omega_т) \text{ и } \frac{M^x}{2} (1 + 0,06 \omega_т),$$

где $\omega_т = \frac{N H^e}{B_т}$.

Для колонн по оси А

$$\omega_т = \frac{134,4 \times 9,75^2}{169 \times 10^2} = 0,755;$$

$$M^0_н = \frac{0,41 \times 9,75^2}{8} (1 + 0,04 \times 0,755) + \frac{10,5}{2} (1 + 0,06 \times 0,755) =$$

$$= 10,5 \text{ тм}.$$

Для колонн по оси Б

$$\omega_т = \frac{266,0 \times 9,75^2}{320 \times 10^2} = 0,79;$$

$$M^0_н = \frac{0,41 \times 9,75^2}{8} (1 + 0,04 \omega_т) - \frac{10,5}{2} (1 + 0,06 \times 0,79) = -0,5 \text{ тм},$$

8) По формуле (23) определяются смещения $\Delta_т$ верха колонн при действии в заделке заданной продольной силы и

момента трещиностойкости $M_т$.

Для колонн по оси А

$$\Delta_т = \frac{(M_т - M_н^{\circ}) H^2}{3B_т (1-0{,}07\omega_т)} = \frac{(-12{,}2-10{,}5)9{,}75^2}{3\times169\times10^2(1-0{,}07\times0{,}755)} =$$

$= -0{,}045$ м.

Для колонн по осям Б (верхние знаки) и В,Г,Д,Е (нижние знаки)

$$\Delta_т = \frac{\mp29{,}0\times9{,}75^2}{3\times320\times10^2\ (1-0{,}07\times0{,}79)} = \mp0{,}0304 \text{ м.}$$

Для колонн по оси Ж

$$\Delta_т = \frac{(12{,}2+0{,}5)9{,}75^2}{3\times169\times10^2\ (1-0{,}07\times0{,}755)} = 0{,}025 \text{ м.}$$

9) Определяются по формуле (24) смещения $\Delta_р$ верха колонн при действии в заделке заданной продольной силы и предельного момента $M_р$.

Для колонн крайних рядов

$$\omega_р = \frac{NH^2}{B_{экв.р}} = \frac{134{,}4\times9{,}75^2}{84\times10^2} = 1{,}52;$$

Для колонн средних рядов

$$\omega_р = \frac{266\times9{,}75^2}{185\times10^2} = 1{,}37.$$

Для колонн по оси А

$$\Delta_р = \frac{(M_р - M_н^{\circ}) H^2}{3B_{экв.р}(1-0{,}07\omega_р)} = \frac{(-52{,}3-10{,}5)9{,}75^2}{3\times84\times10^2(1-0{,}07\times1{,}52)} =$$

$= -0{,}265$ м.

Для колонн по оси Б (верхние знаки) и В,Г,Д,Е (нижние

знаки)

$$\Delta_p = \frac{\mp 88 \times 9{,}75^2}{3 \times 185 \times 10^2 \ (1 - 0{,}07 \times 1{,}37)} = \mp 0{,}187 \text{ м.}$$

Для колонн на оси К

$$\Delta_p = \frac{(52{,}3 + 0{,}5) 9{,}75^2}{3 \times 84 \times 10^2 \ (1 - 0{,}07 \times 1{,}52)} = 0{,}223 \text{ м.}$$

10) Определяются коэффициенты А и Д по формулам (6), (7)

$$A = \frac{\Delta_p B_T - \Delta_T B_{экв.р}}{\Delta_p - \Delta_T},$$

$$Д = \frac{B_T - B_{экв.р}}{\Delta_p - \Delta_T},$$

и принимаются не более (см. формулы (21), (22))

$$A_{гр} = 2B_{экв.р} - 0.07NH^2,$$

$$Д_{гр} = \frac{B_{экв.р} - 0.07NH^2}{\Delta_р}.$$

Для колонн по оси А

$$A = \frac{-0{,}265 \times 169 \times 10^2 + 0{,}045 \times 84 \times 10^2}{-0{,}265 + 0{,}045} = 18600 \text{ тм}^2;$$

$$Д = \frac{169 \times 10^2 - 84 \times 10^2}{-0{,}265 + 0{,}045} = -38600 \text{ тм};$$

$$A_{гр} = 2 \times 84 \times 10^2 - 0{,}07 \times 134{,}4 \times 9{,}75^2 = 15900 \ \angle \ А;$$

$$Д_{гр} = \frac{84 \times 10^2 - 0{,}07 \times 134{,}4 \times 9{,}72^2}{-0{,}265} = -28300 \ \angle \ Д.$$

Принимаются А = I5900 тм^2 и Д =-28300 тм.

Для колонн по осям Б (верхние знаки) и В,Г,Д,Е (нижние знаки)

$$A = \frac{\mp 0{,}187 \times 320 \times 10^2 + 0{,}0304 \times 185 \times 10^2}{\mp 0{,}187 \pm 0{,}0304} = 34600 \text{ тм}^2;$$

$$\mathcal{D} = \frac{320 \times 10^2 - 185 \times 10^2}{\mp 0{,}187 \pm 0{,}0304} = \pm 86000 \text{ тм};$$

$$A_{гр} = 2 \times 185 \times 10^2 - 0{,}07 \times 266 \times 9{,}75^2 = 35240 > A.$$

Принимаются А = 34600 тм^2 и Д = $\pm$86000 тм.

Для колонн по оси К

$$A = \frac{0{,}223 \times 169 \times 10^2 - 0{,}025 \times 84 \times 10^2}{0{,}223 - 0{,}025} = 18000 \text{ тм}^2;$$

$$\mathcal{D} = \frac{169 \times 10^2 - 84 \times 10^2}{0{,}223 - 0{,}025} = 43000 \text{ тм};$$

$A_{гр}$ то же, что и для колонн по оси А, причем $A_{гр} < A$;

$$\mathcal{D}_{гр} = \frac{84 \times 10^2 - 0{,}07 \times 134{,}4 \times 9{,}75^2}{0{,}223} = 33500 < \mathcal{D}.$$

Принимаются А=I59^0 тм^2 и Д=33500 тм.

II. <u>О п р е д е л е н и е перемещения верха середины каркаса Δ и вычисление эквивалентных жесткостей колонн $B_{экв}$.</u>

II) Определяются реакции R° верхних опор колонн от местных нагрузок при отсутствии колонн смещения (см.табл.I).

$$R^{\circ} = \frac{3qH}{8}\left(1 - 0.01\omega_T\right) - \frac{3M^x}{2H}\left(1 + 0.02\omega_T\right).$$

Для колонн крайних рядов (верхние знаки для колонн по оси А)

$$M^{к} = M_{g}^{\circ} = \mp N_{\alpha} = \mp 134,4 \times 0,075 = \mp 10,0 \text{ тм.}$$

Для колонн по оси А

$$R^{\circ} = -\frac{3.0,41 \times 9,75}{8}(1-0,01 \times 0,755) + \frac{3.10}{2.9,75} \times (1+0,02.0,755) =$$

$= 0,08$ т.

Для колонн торцовых рам по оси А

$R^{\circ} = 0,5 \times 0,08 = 0,04$ т.

Для колонн по оси Б

$$R^{\circ} = -\frac{3.0,41 \times 9,75}{8}(1-0,01 \times 0,755) - \frac{3.10,0}{2.9,75} \times$$

$\times(1+0,02 \times 0,755) = -3,04$ т.

Для колонн торцовых рам по оси Б $R^{\circ} = 0,5 \times (-3,04) =$

$= -1,52$ т.

Реакция верхних опор колонн средних рядов равна нулю.

Определяется суммарная реакция верха каркаса (см. формулу (9))

$$R = \sum_{i}^{n} R_{i}^{\circ} - W = 0,08 \times 4 + 0,04 \times 2 - 3,04 \times 4 - 1,52 \times 2 - 144 = -158,8 \text{ т.}$$

12) Определяется перемещение верха середины каркаса (см. уравнение (25))

$$\Delta = \frac{b}{2a} \pm \sqrt{\frac{b^{2}}{4a^{2}} + \frac{c+d}{a}}$$

Знак "плюс" принимается при перемещении каркаса от ветровой нагрузки влево, "минус" - вправо.

$$b = 3\sum_{i}^{n} \frac{(A_i - 2D_i f_{pi} - 0{,}41 N_i H_i^2)}{H_i^3}; \quad a = 3\sum_{i}^{n} \frac{D_i}{H_i^3};$$

$$c = 3\sum_{i}^{n} \frac{f_{pi}(A_i - D_i f_{pi} - 0{,}41 N_i H_i^2)}{H_i^3}; \quad d = R$$

При определении перемещения каркаса суммирование производится по всем колоннам температурного блока; деформативные свойства (коэффициенты А и Б) и вертикальные нагрузки на колонны торцового ряда принимаются такими же, как и для колонн промежуточных рядов.

Влияние длительности действия вертикальных нагрузок на величину перемещения каркаса не учитывается, так как каркас симметричен и длительно действующие вертикальные нагрузки приложены симметрично. Вычисления приведены в табл.5 и 6.

Таблица 5

Колонны по оси	$\sum_{i=1}^{n} (A_i - 2D_i f_{pi} - 0{,}41 N_i H_i^2)$	$\sum_{i=1}^{n} D_i$
А	$6[15900-2(-28300)(-0{,}045)-5200] = 49000$	$6(-28300) = -170000$
Б	$6[34600-2(-86000)(-0{,}030)-10300] = 115000$	$6(-86000) = -516000$
В	$6[34600-2\times86000\ (-0{,}015)-10300] = 161000$	$6\times86000 = 516000$
Г	$6[34600-2\times86000\times0-10300] = 146000$	$6\times86000 = 516000$

(продолжение табл.5)

Д	$6\left[34600-2\times86000\times0{,}15-10300\right]=130000$	$6\times86000=516000$
Е	$6\left[34600-2\times86000\times0{,}030-10300\right]=115000$	$6\times86000=516000$
Ж	$6\left[15900-2\times33500\times0{,}045-5200\right]=46000$	$6\times33500=201000$
	$\sum=762000$ тм^2	$\sum=1581000$ тм

$$\frac{b}{2\alpha}=\frac{762000}{2\times1581000}=0{,}241 \text{ м.}$$

Таблица 6

Колонны по оси	$\sum_{i=1}^{n} f_{pi}\left(A_i-D_i f_{pi}-0{,}41N_i H_i^2\right)$
А	$6(-0{,}045)\left[15900-(-28300)(-0{,}045)-5200\right]=-2540$
Б	$6(-0{,}030)\left[34600-(-86000)(-0{,}030)-10300\right]=-3900$
В	$6(-0{,}015)\left[34600-86000(-0{,}015)-10300\right]=-2300$
Г	0
Д	$6\times0{,}015(34600-86000\times0{,}015-10300)=2070$
Е	$6\times0{,}030(34600-86000\times0{,}030-10300)=3900$
Ж	$6\times0{,}045(15900-33500\times0{,}045-5200)=2485$

$$\sum=-290 \text{ тм}^3$$

$$\frac{c+d}{\alpha}=\frac{-290-\frac{1}{3}\,9{,}75^3\times158{,}8}{1581000}=-0{,}0311 \text{ м}^2;$$

$$\Delta=0{,}241-\sqrt{0{,}241^2-0{,}0311}=0{,}077 \text{ м.}$$

13) Определяются окончательные смещения верха колонн Δ_K (см.табл.7).

$$\Delta_K = \Delta + f_{pi}$$

Таблица 7

Колонны по оси	$\Delta + f_{pi} = \Delta_{Ki,H}$
А	0,077-0,45 = 0,032
Б	0,077-0,030 = 0,047
В	0,077-0,015 = 0,062
Г	0,077
Д	0,077+0,015 = 0,092
Е	0,077+0,030 = 0,107
Ж	0,077+0,045 = 0,122

Полученные смещения верха колонны Δ_{Ki} сравниваются со смещениями Δ_{Ti} по направлению и величине. Из сравнения видно, что сделанное выше предположение о направлении смещения колонн по осям А и Б неправильно, т.к. Δ_K для них получилось положительным. Для этих колонн определяются новые значения Δ_T, соответствующие смещению верха колонн вправо. Величина Δ_T для колонн по оси Б остается прежней, меняется лишь знак на противоположный.

Для колонн по оси А при смещении вправо

$$\Delta_T = \frac{(M_T - M_H^*)\,H^2}{3\,B_T\,(1-0.07\omega)_T} =$$

$$= \frac{(12,2-10,5)9,75^2}{3\times169\times10^2\,(1-0,07\times0,755)} = 0,0035 \text{ м},$$

что менее $\Delta_K = 0,032$ м.

Следовательно, $\Delta_к$ больше $\Delta_т$ для всех колонн каркаса.

В связи с тем, что направления окончательных смещений $\Delta_к$ для колонн по осям А и Б не совпадают с ранее приятыми, следует пересчитать величину перемещения каркаса Δ , приняв для этих колонн коэффициенты А и Д, соответствующие новому направлению смещения.

Для колонн по оси Б величина А не зависит от направления смещения и остается прежней, а Д - меняет знак на противоположный, по величине оставаясь также прежней. Для колонн по оси А значения А и Д определяются заново с учетом новых значений $B_{экв.р.}$, $\Delta_т$ и $\Delta_р$.

I4) Определяются $B_{экв.р}$ и $\Delta_р$, соответствующие смещению верха колонны по оси А вправо (рис.I5)*

$M_н = M_р = 52{,}3$ тм;

$M_в = (10{,}5$ тм$) < M_т 12{,}2$ тм;

$$\alpha_1 = \frac{52{,}3 - 12{,}2}{52{,}3 + 10{,}5} = 0{,}64;$$

$$\beta_1 = \frac{52{,}3}{52{,}3+10{,}5} = 0{,}83;$$

$$B_{экв\,р} = \frac{52{,}3 \times 0{,}64(3-0{,}64)+12{,}2 \times 0{,}83 \times (3-0{,}64-0{,}83+}{\frac{52{,}3}{79 \times 10^2}\,0{,}64\,(3-0{,}64)+\frac{12{,}2}{169{,}10^2}\times 0{,}83 \times}$$

$$\frac{+10{,}5(1-0{,}83)^2}{\times(3-0{,}64-0{,}83)+\frac{10{,}5}{169 \times 10^2}(1-0{,}83)^2} = 87 \times 10^2 \text{ тм}^2$$

* См.стр. 153

$$\Delta_p = \frac{(M_p - M_н^\circ) H^2}{3 B_{экв\,p} (1 - 0{,}07\,\omega_p)} =$$

$$= \frac{(52{,}3 - 10{,}5) 9{,}75^2}{3 \times 87 \times 10^2 \, (1 - 0{,}07 \times 1{,}52)} = 0{,}17 \text{ м.}$$

Определяются новые значения А и Д для колонн оси А

$$A = \frac{\Delta_p B_т - \Delta_т B_{экв\,p}}{\Delta_p - \Delta_т} = \frac{0{,}17 \times 169 \times 10^2 - 0{,}0035 \times 87 \times 10^2}{0.17 - 0.0035} = 17100 \text{ тм}^2;$$

$$Д = \frac{B_т - B_{экв.p}}{\Delta_p - \Delta_т} = \frac{169 \times 10^2 - 87 \times 10^2}{0{,}17 - 0{,}0035} = 51000 \text{ тм};$$

$$A_{гр} = 2B_{экв.р} - 0{,}07\, NH^2 = 2 \times 87 \times 10^2 - 0{,}07 \times 134{,}4 \times 9{,}75^2 =$$

$$= 16500 \text{ тм}^2;$$

$$Д_{гр} = \frac{B_{экв.р} - 0.07 NH^2}{\Delta p} = \frac{87 \times 10^2 - 0{,}07 \times 134{,}4 - 9{,}75^2}{0{,}17} =$$

$$= 46000 \text{ тм.}$$

Принимаются А = 16500 тм^2 и Д = 46000 тм.

15) Повторно определяется перемещение каркаса Δ (табл.8).

Таблица 8

Колонны по оси	$\sum_{i=1}^{8} (A_i - 2Д_i f_{pi} - 0.41 N_i H_i^2)$	$\sum_{i=1}^{8} Д_i$
А	6 [16500-2x46000(-0,045)-5200] = 9270	6x46000 = 276000
Б	6 [34600-2x86000(-0,030)-10300] = 177000	6x86000 = 516000

(продолжение табл.8)

В	161000	516000
Г	146000	516000
Д	130000	516000
Е	115000	516000
Ж	46000	201000
	Σ = 867700 тм^2	Σ = 3057000 тм.

Здесь значения для колонн по осям В,Г,Д,Е,Ж принимаются по табл.5.

$$\frac{b}{2a} = \frac{867700}{2 \times 3\,057\,000} = 0{,}142 \text{ м.}$$

Таблица 9

Колонны по оси	$\sum_{i=1}^{6} f_{pi}\,(A_i - D_i f_{pi} - 0{,}41 N_i H_i^2)$
А	6(-0,045) [16500-46000(-0,045)-5200] = -3600
Б	6(-0,030) [34600-86000(-0,030)-10300] = -4850
В	-2300
Г	0
Д	2070
Е	3900
Ж	2485
	Σ = - 2295 тм^3

Здесь значения для колонн по осям В,Г,Д,Е,Ж принимаются по табл.6.

$$\frac{c+d}{a} = \frac{-2295 - \frac{1}{3} - 9{,}75^3 \times 158{,}8}{3\,057\,000} = -0{,}0168 \text{ м}^2$$

$$\Delta = \frac{b}{2a} - \sqrt{\frac{b^2}{4a^2} - \frac{c+d}{a}} = 0{,}142 -$$

$$- \sqrt{0{,}142^2 - 0{,}0168} = 0{,}084 \text{ м.}$$

16) Повторно определяются окончательные смещения верха колонн Δ_{ki} и соответствующие им эквивалентные жесткости $B_{экв.i}$ (табл.10)

$$\Delta_{ki} = \Delta + f_{pi} \; ; \quad B_{экв.i} = A_i - \mathcal{D}_i \cdot \Delta_{ki}$$

Таблица 10

Колонны по оси	$\Delta + f_{pi} = \Delta_{ki}$, м	$A_i - \mathcal{D}_i \Delta_{ki} = B_{экв.i}$, тм²
А —	0,084-0,045 = 0,039	16500-46000x0,039 = 147x10²
Б	0,084-0,030 = 0,054	34600-86000x0,054 = 300x10²
В	0,084-0,015 = 0,069	34600-86000x0,069 = 287x10²
Г	0,084	34600-86000x0,084 = 274x10²
Д	0,084+0,015 = 0,099	34600-86000x0,099 = 261x10²
Е	0,084+0,030 = 0,114	34600-86000x0,114 = 248x10²
И	0,084+0,045 = 0,129	15900-33500x0,129 = 116x10²

17) Проверяется условие устойчивости $1{,}2R \leq R_{уст}$.

Перемещение верха каркаса, соответствующее предельному равновесию, равно

$$\Delta_{уст} = \frac{b}{2a} = 0{,}142 \text{ м.}$$

Горизонтальная реакция верха каркаса, соответствующая предельному равновесию, определяется по формуле (28)

$$R_{уст} = -3\sum_{1}^{n} \frac{R_{Bi}\,(A_i - D_i R_{Bi} - 0{,}41\,N_i H_i^2)}{H_i^3} -$$

$$-\frac{1}{4}\cdot \frac{\left(3\sum_{1}^{n} \frac{A_i - 2D_i R_{Bi} - 0{,}41 N_i H_i^2}{H_i^3}\right)^2}{3\sum_{1}^{n} \frac{D_i}{H_i^3}} =$$

$$= -3x\frac{-2295}{9{,}75^3} - \frac{3}{4}\cdot \frac{\left(\frac{867700}{9{,}75^3}\right)^2}{\frac{3057000}{9{,}75^3}} = -192{,}3\ т;$$

$1{,}2\,R = 1{,}2\cdot(-158{,}8\ т) = (-190{,}6\ т) > -192{,}3\ т$

Устойчивость каркаса обеспечена.

III. Определение усилий в сечениях колонны.

18) Моменты в сечениях колонн определяются суммированием моментов M_i° от местных нагрузок при отсутствии смещения верха колонны с моментами M_i^{Δ} от смещения верха колонн на величину Δ_{Ri} (рис.17)

$$M_i = M_i^{\circ} + M_i^{\Delta}.$$

Моменты M° и M^{Δ} определяются по формулам табл. I в зависимости от величины $\omega_i = \frac{N_i H_i^2}{B_{опi}}$

Для колонн по оси Е

$$\omega = \frac{266x9{,}75^2}{248x10^2} = 1{,}01.$$

На уровне верха колонны

$$M_B = 0$$

На расстоянии $\frac{1}{3}$ H от верха колонны

$$M = 0 + 0{,}114\,\frac{248 \times 10^2}{9{,}75^2}\,(1 + 0{,}09 \cdot 1{,}01) = 32{,}3 \text{ тм}.$$

На расстоянии $\frac{2}{3}$ H от верха колонны

$$M = 0 + 0{,}114\,\frac{2 \times 248 \times 10^2}{9{,}75^2}\,(1 + 0{,}03 \cdot 1{,}01) = 61{,}0 \text{ тм}.$$

В заделке

$$M = 0 + 0{,}114\,\frac{3 \times 248 \times 10^2}{9{,}75^2}\,(1 - 0{,}07 \times 1{,}01) = 83{,}5 \text{ тм}$$

Для колонн по оси Ж

$$\omega = \frac{134{,}4 \times 9{,}75^2}{116 \times 10^2} = 1{,}09.$$

На уровне верха колонны

$$M = 10{,}5 + 0 = 10{,}5 \text{ тм}.$$

На расстоянии $\frac{1}{3}$ H от верха колонны

$$M = \frac{5.0{,}41 \times 9{,}75^2}{72}\,(1 - 0{,}07 \times 1{,}09) + \frac{10{,}5}{2}\,(1 + 0{,}07 \times 1{,}09) +$$

$$+ 0{,}129\,\frac{116.10^2}{97{,}5^2}\,(1 + 0{,}09 \times 1{,}09) = 20{,}1 \text{ тм}.$$

На расстоянии $\frac{2}{3}$ H от верха колонны

$$M = \frac{-0{,}41 \times 9{,}75^2}{36} + 0{,}129\,\frac{2 \times 116 \times 10^2}{9{,}75^2} \times (1 + 0{,}03 \cdot 1{,}09) = 31{,}3 \text{ тм}$$

В заделке

$$M_н = \frac{0{,}41 \times 9{,}75^2}{8}\,(1 + 0{,}04 \times 1{,}09) - \frac{10{,}5}{2}\,(1 + 0{,}06 \times 1{,}09) +$$

$$+ 0{,}129\,\frac{3 \times 116 \times 10^2}{9{,}75^2}\,(1 - 0{,}07 \times 1{,}09) = 43{,}1 \text{ тм}.$$

Эпюры моментов приведены на рис.17*.

Полученные моменты M меньше предельных расчетных моментов $M_р$, следовательно, прочность колонн в плоскости поперечной рамы обеспечена.

---

* См.стр. 153

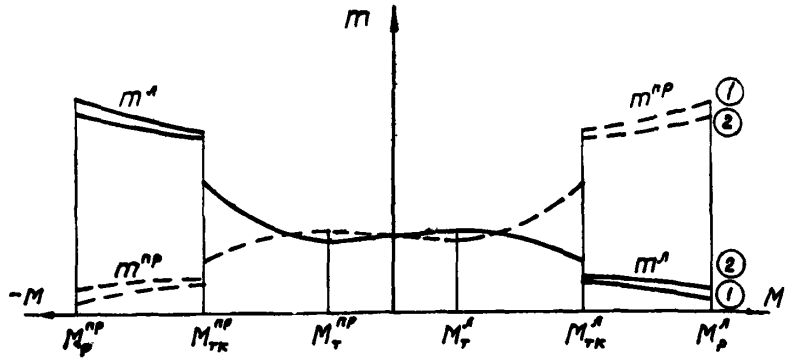


Рис.II. График зависимости момента в ветви m от момента в колонне M при наличии интервала значений M, в котором отсутствуют трещины в ветвях, т.е. при $N \cdot e_0 > |Q| Kв$

I - график при наличии трещины в сжатой ветви;
2 - график при отсутствии трещин в сжатой ветви

Сплошной линией показан график для левой ветви, пунктирной - для правой

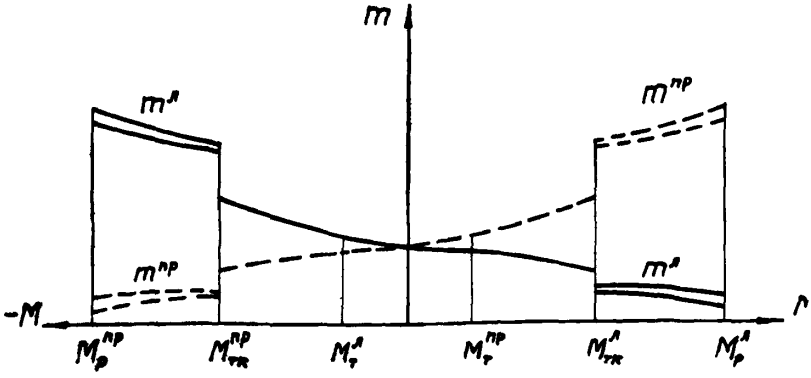


Рис.I2. График $m-M$ при $N \cdot e_0 \leq |Q| Kв$

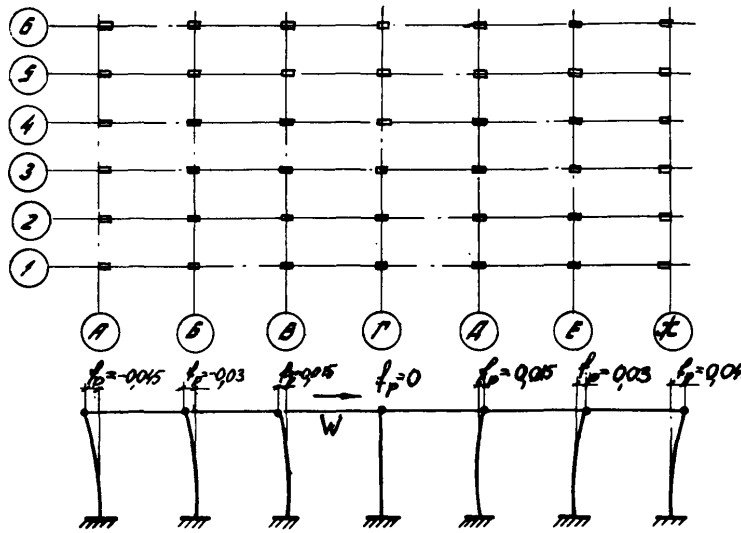


Рис.I3. План и расчетная схема каркаса

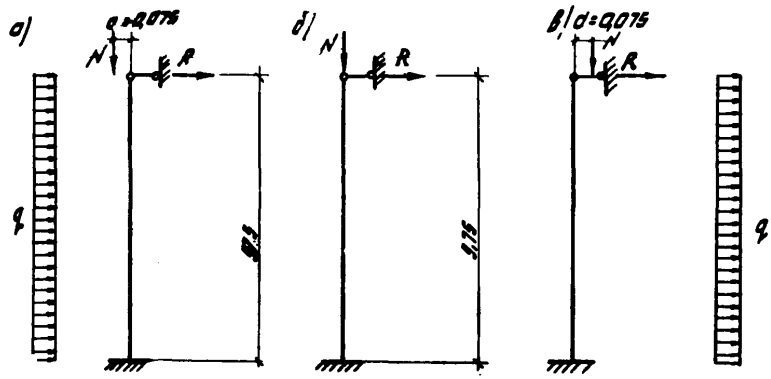


Рис.I4. Схемы нагрузок на колонны
а - по оси А; б - по осям Б,В,Г,Д,Е; в - по оси Ж

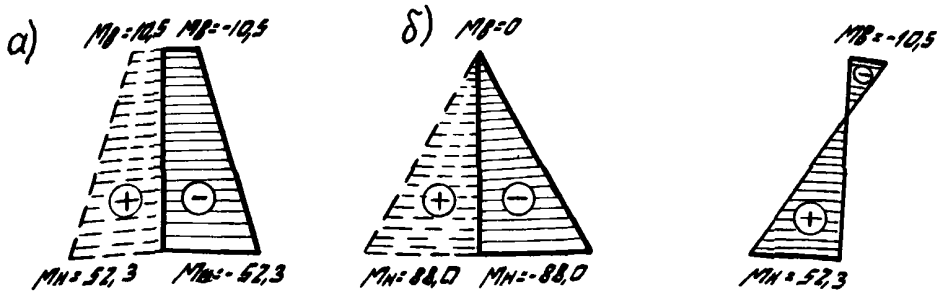


Рис.I5. Эпюры моментов в колоннах при определении В экв.р.

а - для колонн по осям А (сплошная линия) и ж (пунктир); б- для колонн по осям Б (сплошная линия) и В.Г,Д,Е (пунктир)

Рис.I6.Эпюра моментов в колоннах по оси А при определении Вэкв.р. при смещении вправо

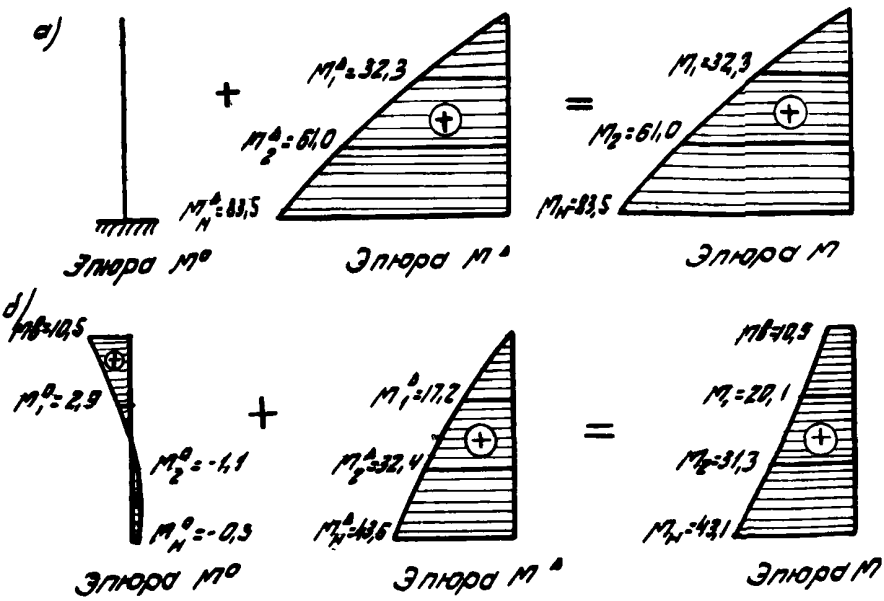


Рис.I7. Эпюры моментов в колоннах от местных нагрузок при отсутствии смещения верха (M^0) от смещения верха ($M^Δ$) и суммарные (M)

а - для колонн по оси Е; б - для колонн по оси Ж

СОДЕРЖАНИЕ

Стр.

Предисловие 3
1. Общие положения 5
2. Нагрузки и воздействия 17
Постоянные и временные длительные нагрузки 18
Нагрузка от мостовых кранов 20
Нагрузка от подвесных кранов 22
Снеговая нагрузка 23
Ветровая нагрузка 27
Прочие нагрузки и воздействия 30
Сочетания нагрузок 32
Пример определения нагрузок на колонны от мостовых кранов 42
3. Расчет 45
Общие положения 45
Статический расчет рам по недеформированной схеме 56
Особенности расчета рам с двухветвевыми колоннами 73
Расчет колонн 79
Пример определения усилий в призматических колоннах от температурных воздействий и удлинения нижних поясов подстропильных ферм 84
Пример расчета каркасов здания со ступенчатыми колоннами прямоугольного сечения 92
Пример расчета каркаса здания с двухветвевыми колоннами 113
4. Конструирование колонн 139
Продольное и поперечное армирование 139
Заделка колонн в фундамент 150
Консоли 159
Элементы двухветвевых колонн 167
Закладные детали и сетки 173
Приложение. Расчет каркасов одноэтажных зданий по деформированной схеме 181

Р У К О В О Д С Т В О

ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ СБОРНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОЛОНН ОДНОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ ПРОМЫШЛЕННЫХ ПРЕДПРИЯТИЙ

Редактор Н.А.Гагарина

Технический редактор П.И.Орехов

Корректор Г.С.Иванова

Л-106928 Подп. к печати 30/VI-1971 г.
Формат бум. 70x108 1/16
Печ.л. 16. Уч.-изд.л. 13
Тираж 2000 экз. Цена 40 коп. Заказ 800

Отпечатано в Производственных экспериментальных мастерских ЦНИИС Госстроя СССР

gost.e-ecolog.ru