

**Государственная акционерная железнодорожная компания
«Ўзбекистон темир йўллари»**

Ташкентский институт инженеров железнодорожного транспорта

На правах рукописи

Бирюков Сергей Александрович

**«Ресурсосберегающая схема каркаса многоэтажного
гражданского здания для строительства в сейсмических
районах»**

Специальность: 5А580204

«Проектирование строительных конструкций»

ДИССЕРТАЦИЯ

на соискание степени магистра

Научный руководитель
д. т. н. доцент Щипачева Е. В.

Ташкент 2012

Введение.....	
1. СОСТОЯНИЕ ВОПРОСА ПРОЕКТИРОВАНИЯ НЕСУЩИХ ОСТОВОВ МНОГОЭТАЖНЫХ ГРАЖДАНСКИХ ЗДАНИЙ В СЕЙСМИЧЕСКИХ РАЙОНАХ СТРОИТЕЛЬСТВА.....	
1.1. Особенности проектирования зданий в сейсмических районах строительства.....	
1.2. Существующие конструктивные решения несущих остовов многоэтажных гражданских зданий.....	
1.3. Методы расчета несущих остовов зданий.....	
1.4. Цель и задачи исследований. Выводы по главе.....	
2. ОБЪЕКТ И МЕТОД ИССЛЕДОВАНИЙ.....	
2.1. Объект исследований и действующие нагрузки.....	
2.2. Принятые методы исследований.....	
3. РЕСУРСОСБЕРЕГАЮЩЕЕ КОНСТРУКТИВНОЕ РЕШЕНИЕ МНОГОЭТАЖНОГО ГРАЖДАНСКОГО ЗДАНИЯ ДЛЯ СЕЙСМИЧЕСКИХ РАЙОНОВ СТРОИТЕЛЬСТВА.....	
3.1. Исследование работы монолитного ригельного каркаса.....	
3.2. Исследование работы монолитного безригельного каркаса.....	
3.3. Исследование работы каркаса с заполнением.....	
3.4. Выбор рационального конструктивного решения многоэтажного гражданского здания для сейсмических районов строительства.....	
Выводы по главе.....	
ЗАКЛЮЧЕНИЕ.....	
Библиографический список.....	
Приложения.....	

Введение

Проектирование многоэтажных зданий в условиях сейсмически опасных районов является достаточно сложной и ответственной задачей. Основной конструктивной системой, используемой для возведения подобных объектов, является каркасная – наиболее гибкая и унифицированная. Каркасная система предполагает применение ее в различных вариантах – конструктивных схемах, таких как рамная, рамно-связевая и связевая, безригельная. Причем каркас может быть выполнен как в сборном, так и в монолитном исполнении. Конструктивные элементы в этих схемах по-разному работают на восприятие внешних нагрузок и, соответственно, в них возникают различные усилия. Следствием этого являются и различные затраты на возведение объектов.

В связи с этим, актуальной является задача выбора наиболее эффективного конструктивного решения многоэтажного здания для сейсмических районов строительства. Установить, какая же из схем наиболее целесообразна с точки зрения ресурсосбережения можно только в результате выполненных расчета и технико-экономического сравнения вариантов.

Работа состоит из введения, трех глав, выводов, списка использованной литературы и приложения.

1. СОСТОЯНИЕ ВОПРОСА ПРОЕКТИРОВАНИЯ НЕСУЩИХ ОСТОВОВ МНОГОЭТАЖНЫХ ГРАЖДАНСКИХ ЗДАНИЙ В СЕЙСМИЧЕСКИХ РАЙОНАХ СТРОИТЕЛЬСТВА

1.1. Особенности проектирования зданий в сейсмических районах

Особенностью проектирования многоэтажных зданий в сейсмических районах является повышение прочности и надежности при землетрясениях. Землетрясения являются особой нагрузкой, и проектирование зданий в сейсмических районах есть сложная и ответственная задача.

Здания, эксплуатируемые в сейсмических районах до возникновения землетрясения, находятся в таком же напряженном состоянии, как и в несейсмических районах. Поэтому они должны отвечать всем эксплуатационным требованиям в соответствии с общестроительными нормами. И только в момент землетрясения, когда эти здания испытывают дополнительные внешние воздействия, должен вступить в работу тот резерв прочности системы, который был заранее предусмотрен проектировщиком. Отсюда видно, что несущая способность здания должна быть обеспечена при условии одновременного действия эксплуатационных и сейсмических нагрузок. Расчет конструкций на такое сочетание внешних нагрузок называется расчетом на особые воздействия.

Естественно предполагать, что здания в момент землетрясения не будут «загружены» в полной мере эксплуатационными нагрузками. Поэтому при расчете зданий на сейсмостойкость эксплуатационные нагрузки принимаются несколько уменьшенными по сравнению с расчетными для несейсмостойких зданий. Это обстоятельство учитывается соответствующими коэффициентами, которые приводятся в нормах.

При составлении проектных документов для строительства в сейсмоопасных районах зданий и сооружений следует учитывать:

а) интенсивность сейсмического воздействия в баллах (сейсмичность);

б) повторяемость сейсмического воздействия;

в) возможные области землетрясений (зоны ВОЗ);

г) кинематику напряжений в эпицентрах землетрясений, показанных на карте-врезке активных разломов и современной геодинамики.

Сейсмостойкость зданий должна обеспечиваться комплексом мероприятий, направленных:

1) на снижение сейсмических нагрузок;

2) на повышение сопротивляемости сейсмическим воздействиям.

Для снижения сейсмических нагрузок следует:

-применять конструктивные схемы, обеспечивающие наименьшие значения сейсмических нагрузок в зависимости от спектрально-временных характеристик возможных землетрясений;

-снижать возможность возникновения крутильных колебаний за счет уменьшения эксцентриситетов между центрами масс и жесткостей;

-применять материалы и конструкции, обладающие минимальным весом;

-располагать тяжелое оборудование на минимально возможном уровне по высоте сооружения.

Для повышения сопротивляемости сейсмическим воздействиям следует:

-применять материалы и конструкции, обладающие высокой сопротивляемостью сейсмическим нагрузкам (металл, дерево, железобетон, усиленная каменная кладка);

-обеспечивать передачу сейсмических нагрузок на все несущие элементы, создавая условия для работы сооружения как единой пространственной системы;

-располагать стыки сборных элементов вне зон максимальных усилий, обеспечивать монолитность и однородность всей системы;

-отдавать предпочтение многократно статически неопределимым конструкциям, обеспечивающим перераспределение усилий между элементами, создавать возможность развития в определенных элементах конструкций допустимых неупругих деформаций.

При выборе места строительства с точки зрения его сейсмической активности следует помнить, что чем выше балльность района, тем выше предъявляются требования к антисейсмическим мерам, а значит, и стоимость их повышается. Поэтому различные по своему назначению здания (степень ответственности сооружения, различные сроки эксплуатации и др.), даже при условии строительства их на одной строительной площадке, проектируются с различной степенью ответственности.

Форма здания в плане в ряде случаев имеет большое значение, так как от формы зависит работа всей системы. В частности, круг является самой лучшей формой здания, но не всегда соответствует требованиям планировки; ближайшим рациональным решением может быть квадрат, В этом случае стены (рамы) в обоих направлениях имеют одинаковую или близкую друг другу прочность и жесткость, что благоприятно сказывается на равнопрочности здания при любом направлении сейсмического воздействия. Если же по архитектурно-планировочным соображениям необходимы изломы наружных стен в плане здания, то при отсутствии жестких перекрытий, надежно объединяющих все стены в единую систему, следует разрезать здание на отдельные замкнутые по контуру отсеки простой формы (рис. 1.1). Эти требования предъявляются, в основном, к каменным и

крупнопанельным бескаркасным зданиям. Конструктивные решения таких отсеков должны обеспечить независимую работу каждого из них при сейсмических колебаниях. Это достигается за счет антисейсмических швов, которые следует совмещать с целью экономичности строительства с температурными или осадочными швами. В зависимости от конструктивных решений зданий антисейсмические швы осуществляются путем постановки парных стен, парных рам (колонн), кроме того, можно предусмотреть консоли, выступающие в уровне перекрытий контактируемых отсеков, но не связанных друг с другом.

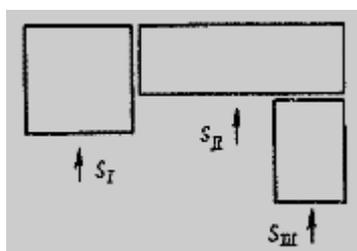


Рис. 1.1. Разрезка здания в плане на самостоятельные отсеки

Ширина антисейсмического шва определяется расчетом и не должна быть менее удвоенной суммы максимальных горизонтальных смещений элементов отсеков. Согласно нормам ширину антисейсмического шва следует назначить в зависимости от высоты здания, высотой до 5 м — не менее 3 см, выше 5 м на каждые 5 м высоты ширину шва увеличивают на 2 см.

Внутренняя планировка здания должна способствовать симметричному и равномерному распределению жесткостей несущих элементов и масс. Здесь особую роль выполняют междуэтажные перекрытия и покрытия, которые должны связать по горизонтали в одно целое несущие стены и тем самым обеспечить распределение сейсмической силы в пределах этажа. Опыт показывает, что те здания, перекрытия которых недостаточно жестко связаны

с несущими стенами, при землетрясениях повреждаются сильнее. Это относится в первую очередь к каменным и крупнопанельным зданиям, в которых наличие изломов стен в плане может вызвать в местах сопряжения их по высоте этажа значительные усилия (рис. 1.2) Поэтому очень важно для подобных зданий наличие сквозных стен на всю ширину здания.

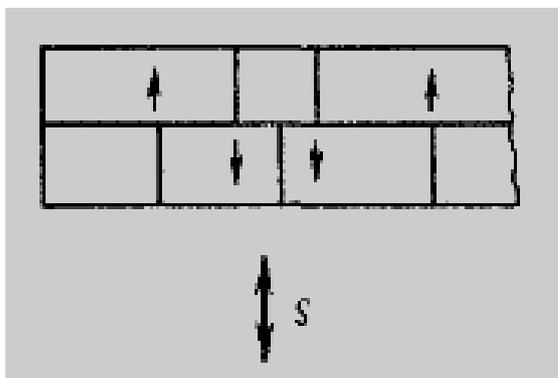
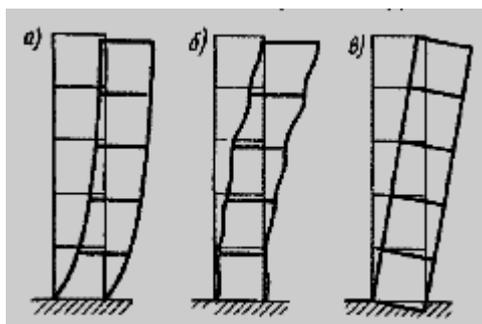


Рис. 1.2. Схема усилий в плане здания при наличии несквозных несущих стен

Жесткость здания при сейсмических воздействиях должна обеспечить работу его, в первую очередь, в горизонтальном направлении. Этот «труд» выполняют, в основном, вертикальные несущие конструкции, соединяющие все сосредоточенные нагрузки в одну систему. В пределах этажа горизонтальная жесткость равна сумме горизонтальных жесткостей всех вертикальных несущих элементов (стен, перегородок и колонн отсека).

На практике различные конструктивные системы характеризуются условными понятиями — «жесткие» или «гибкие». Это позволяет выразить характер деформированного состояния проектируемых конструктивных систем. Одни из них могут быть решены в жестких часто расположенных вертикальных диафрагмах (стенах) с относительно малыми деформациями, которые близки по форме к сдвигу (рис. 1.3, а). Подобные системы, как правило, ограничены периодом собственных колебаний $T \leq 0,5$ сек и носят название «жестких систем».



а — сдвиг; б — локальный изгиб; в — поворот основания

Рис. 1.3. Схемы деформаций различных конструктивных систем

Другой разновидностью конструктивных решений являются «гибкие системы», конструкции которых работают преимущественно на изгиб. К таким системам можно отнести дымовые трубы, башни и др. Основной период собственных колебаний этих систем обычно превышает 0,6 сек. К разряду гибких систем относятся также каркасные здания, в которых в зависимости от их высоты наблюдаются не только изгибные, но и сдвиговые деформации, так как повороты междуэтажных перекрытий, вызванные продольными деформациями колонн в пределах этажей, значительно меньше горизонтальных смещений перекрытий, возникающих от изгиба этих колонн (рис. 1.3, б). На практике не всегда представляется возможным отнести то или иное здание к разряду жестких или гибких систем, так как конструктивные решения нередко сочетают в себе гибкие и жесткие несущие элементы (каркасные здания с заполнениями из кирпича, железобетона или усиленных стальными диагональными связями). В этом случае формы собственных колебаний определяются результатом сдвиговых и изгибных деформаций конструкций здания. Одним из важных факторов, определяющих форму деформаций зданий, является качение зданий, которое возникает от поворота здания как жесткого тела относительно центра его основания (рис. 1.3, в). Это явление возникает, как правило, в слабых податливых грунтах и может играть значительную роль при оценке расчетных сейсмических сил.

Распределение сейсмической силы по несущим вертикальным системам зависит, в первую очередь, от конструктивного решения горизонтальных диафрагм (перекрытий). Чем жестче само перекрытие и чем надежнее его связь с вертикальными (несущими) элементами, тем надежнее совместная работа всех несущих конструкций. Если перекрытие можно считать абсолютно жестким горизонтальным диском, то распределение в плане сейсмической силы в уровне какого-либо этажа может производиться пропорционально жесткости вертикальных элементов.

Вполне очевидно, что различные конструктивные системы здания имеют отличительные особенности, как в применяемых конструкциях, так и в общей компоновке. Поэтому в следующих разделах будут отмечены характерные требования применительно к конкретным конструктивным решениям жилых и гражданских зданий.

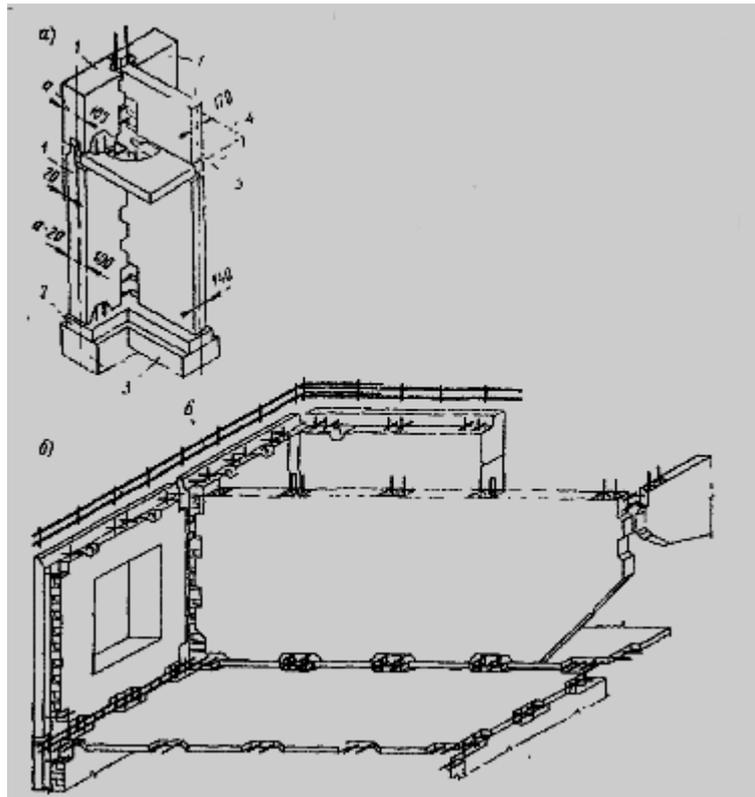
1.2. Существующие конструктивные решения несущих остовов многоэтажных гражданских зданий

Крупнопанельные бескаркасные здания. Известные преимущества крупнопанельного домостроения с точки зрения высокой индустриализации и экономически целесообразных конструктивных решений выдвинули этот метод возведения зданий на ступень массового жилого строительства. Крупнопанельные жилые здания нашли широкое применение также и в сейсмостойком строительстве. Основанием для этого является значительно меньший вес зданий (в 1,5—2 раза по сравнению с домами из кирпичной и каменной кладки), высокие прочностные характеристики строительного материала на срезающие и растягивающие усилия, возможность осуществления простых и четких конструкций несущих элементов, а также равномерное их распределение в плане здания.

К элементам крупнопанельных зданий предъявляются определенные требования. Глубина заложения фундаментов принимается такой же, как и

для несейсмических районов. Под несущими стенами целесообразно применять ленточные фундаменты на одном уровне в пределах здания (отсека). В случае необходимости заложения фундаментов смежных отсеков на разных отметках следует предусмотреть переход от более глубокого фундамента к менее углубленному за счет устройства уступов. Фундаменты могут выполняться из монолитного и сборного бетона. Для тяжелого бетона рекомендуются классы не ниже В7,5, для бутобетона — В5,0, а для сборных бетонных элементов — не ниже В12.

Стены подземной части здания крепятся с фундаментом стержнями, выпущенными из фундаментов и подвальных стен. При сборном варианте под стенами устраивают подушки их монолитного или сборного железобетона, которые крепятся между собой выпусками арматуры с последующим замоноличиванием бетоном. Поверху сборные стены подземной части здания крепятся между собой с помощью выпусков горизонтальной арматуры, предусмотренной при изготовлении панелей (блоков), которые назначаются в зависимости от расчетной сейсмичности для 7, 8, 9 баллов соответственно 3, 4 и 6 стержней диаметром 10 мм. Можно предусмотреть укладку этих стержней в слое раствора марки 100 по всему контуру подземной части здания, предварительно связав их поперечными стержнями диаметром 6 мм через 30—40 см. При отсутствии подвала сборные бетонные блоки связывают между собой поверху железобетонной лентой толщиной 100 мм, на которой установлены наружные и внутренние стены с последующей сваркой выпусков из этих элементов и замоноличиванием их бетоном класса В15 (рис 1.4). Для подвального помещения предусмотрены железобетонные панели толщиной 140 мм (бетон М200) с арматурными выпусками по граням панелей, позволяющими связать эти панели между собой по вертикальным и горизонтальным швам.



а — сопряжение стен и фундамента; б — сопряжение стен и перекрытий;
 1 — наружные стеновые панели; 2 — монолитный железобетонный пояс;
 3 — сборные фундаментные блоки; 4 — панель перекрытия; 5 — внутренние стеновые панели; 6 — каркас пояса замоноличивания.

Рис. 1.4. Пример конструктивного решения крупнопанельного здания

Стены и перегородки должны удовлетворять общим требованиям, выработанным практикой крупнопанельного домостроения. В сейсмических районах применяются наружные стеновые панели однослойной и трехслойной конструкций. Однослойные панели выполняются, как правило, из керамзитобетона и других видов легких бетонов. Трехслойные панели состоят из двух железобетонных слоев, разделенных слоем утеплителя, который может быть выполнен из минераловатных плит, пенобетона и других эффективных в теплотехническом отношении материалов. Несущим элементом трехслойных панелей является железобетонный слой, расположенный с внутренней стороны панели. Его толщина определяется

расчетом и должна быть не менее 8 и 10 см при расчетной сейсмичности 7—8 и 9 баллов соответственно. Связь между наружными и внутренними слоями осуществляется с помощью железобетонных ребер. Минимальные марки бетона для несущих слоев принимаются для тяжелого 150, для легкого — 75. Внутренние стены изготавливаются однослойными из железобетона и проверяются расчетом. При этом толщина панелей должна быть не менее 12 см.

Особенностью конструирования стеновых панелей в сейсмических районах является армирование панелей двойной арматурой в виде пространственных каркасов или сварных сеток. Это вызвано тем, что при землетрясениях стены могут изгибаться из своей плоскости. Исключением могут быть стеновые панели зданий высотой до 5 этажей, проектируемые в семибальных районах. В этом случае допускается применять панели с одинарной арматурой. Часть рабочих стержней стеновой панели должна быть продолжена за наружные грани сборного элемента для последующей связи с примыкающими панелями стен и перекрытий по вертикальным и горизонтальным швам (рис. 1.4, б). Эти выпуски могут быть заменены специально заделанными анкерами, которые замоноличиваются тяжелым бетоном класса не менее В15 или легким бетоном класса не менее В10.

В сейсмостойких зданиях перекрытия следует проектировать из панелей размером на комнату, опертые по контуру. Применяются сплошные и круглопустотные плиты. Лучшим решением являются сплошные плиты, так как при помощи этих плит легче осуществить надежную связь между смежными перекрытиями и стенами. Перекрытие, составленное из отдельных элементов, должно образовать жесткий горизонтальный диск, способный перераспределить сейсмические силы. Для этого в торцах панелей перекрытий предусматривают пазы (уступы или рифления) с выпусками арматуры, являющимися продолжением рабочей арматуры панели перекрытия, или анкера с закладными деталями. После сварки выпусков

(закладных деталей) эти пазы заполняются бетоном, образуя армированные бетонные шпонки, препятствующие отрыву и сдвигу контактируемых панелей перекрытий.

Глубина опирания сплошных плит перекрытия зависит от толщины стеновых панелей. Она должна назначаться не менее 5, 6 и 7 см при толщине стеновых панелей соответственно 12, 14 и 16 см. Установка панелей перекрытий на стеновые панели производится по слою цементного раствора марки 100 и более, что также способствует равномерной передаче веса вышележащих этажей нижним по всей площади опирания перекрытий.

Анализ последствий землетрясений показывает, что напряженное состояние конструктивных элементов зданий, непосредственно предшествующее землетрясению, играет важную, а иногда и решающую роль в восприятии сейсмических нагрузок. Возникновению любой трещины предшествует предельное напряженное состояние конструкций, когда растягивающее напряжение достигает предела прочности. Основными причинами трещинообразования в крупнопанельных домах являются температурные, осадочные деформации и усадка бетона, которые развиваются в большей степени в стыках панелей.

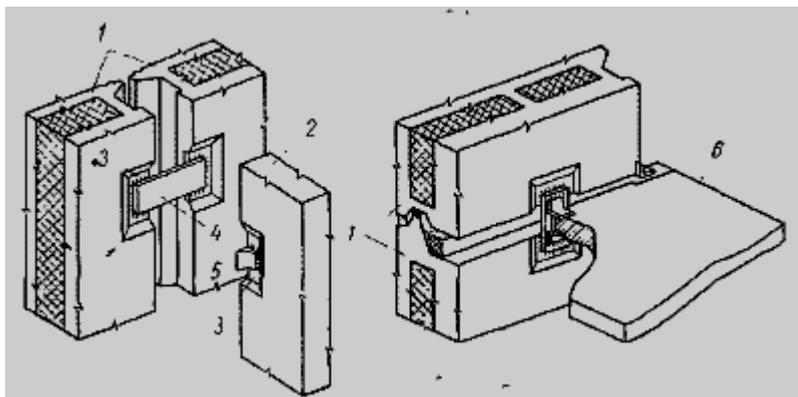
Отсутствие данных о поведении этих зданий во время сильных землетрясений сказывается на известной осторожности при их конструировании. Возникает задача о рациональном конструировании узлов (сопряжений) сборных элементов здания, которые должны отвечать следующим основным требованиям:

- 1) надежности сопряжений несущих панелей с целью обеспечения рациональной пространственной работы здания;
- 2) обеспечению нормальной эксплуатации здания;

3) простоте осуществления на производстве с учетом экономической целесообразности и снижения трудоемкости монтажа.

Строительство крупнопанельных бескаркасных зданий в сейсмических районах до недавнего времени ориентировалось на малую этажность (4—6 этажей). С переходом к более высоким зданиям приемы конструирования не претерпели принципиальных изменений по сравнению с конструированием малоэтажных зданий. Это обстоятельство позволяет различные решения сопряжений панелей отнести к следующим двум типам.

Первый тип соединения панелей осуществляется с помощью закладных деталей из металлических пластин, уголков, швеллеров, свариваемых с металлическими накладками (рис. 1.5). Эти соединения характеризуются большой жесткостью, поэтому носят название жестких узлов. Так как они расположены на определенном расстоянии друг от друга (более 1,0 м), то передача усилия в несущих элементах здания происходит точно в местах сопряжений. При этой жесткий узел (металл) должен воспринять одновременно растягивающие и сдвигающие силы, возникающие в швах от сейсмического воздействия. Такая сосредоточенная передача усилий жесткими конструкциями сопровождается большой концентрацией напряжений в узлах, что неблагоприятно сказывается на работе хрупких сварных швов. Кроме того, жесткие соединения панелей не всегда могут быть достаточно заглублены в тело бетона, поэтому в проектах предусматривают специальные антикоррозийные меры (оцинковка поверхности металла и др.), которые, к сожалению, еще недостаточно надежны. Практика показала, что при сварке нередко наблюдается нарушение сцепления закладных деталей с бетоном из-за различных температурных деформаций, возникающих между свариваемой деталью и бетоном.

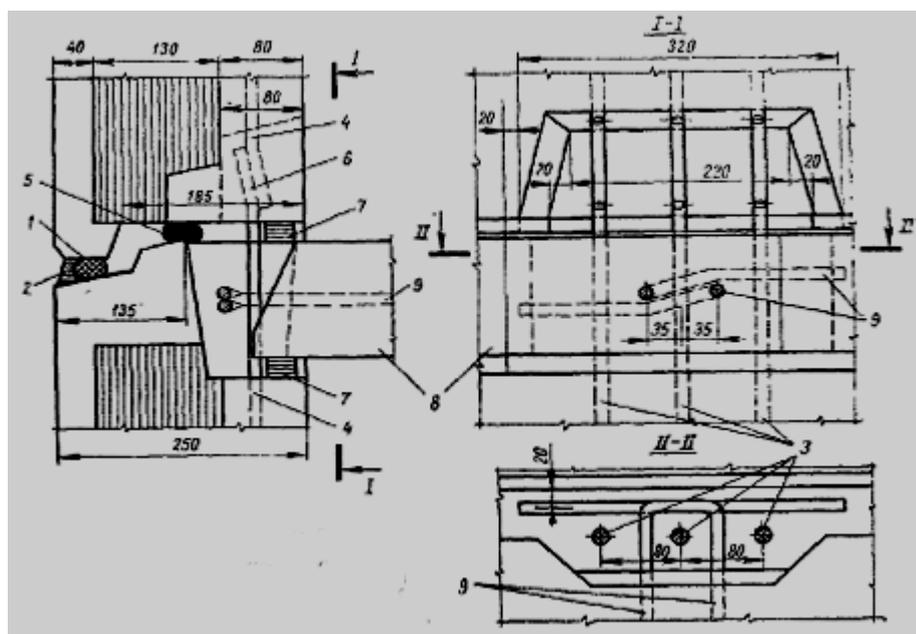


1 — наружные стеновые панели; 2 — внутренняя стеновая панель; 3 — металлическая закладная деталь; 4 — металлическая пластина; 5 — уголок; 6 — панель перекрытия.

Рис. 1.5. Жесткие углы сопряжений сборных элементов в крупнопанельном здании

Наконец, последнее обстоятельство, которое также послужило основанием для изыскания более рациональной конструкции сопряжений, это высокий расход дефицитного металла.

Ко второму типу стыков можно отнести конструкции соединений, осуществленные при помощи гибкой (стержневой) арматуры. Для этого типа стыка характерно соединение панелей с помощью как непосредственной сварки арматурных выпусков из стыкуемых панелей, так и с накладными стержнями и скобами, (рис. 1.6). Имеется ряд предложений по осуществлению таких стыков с помощью хомутов, шпилек, спиралей, привариваемых к анкерным стержням.



1 — герметизирующая прокладка из пороизола \varnothing 40 мм; 2 — мастика; 3 — выпуски из стеновой панели; 4 — стержни связи; 5 — упругая прокладка; 6 — сварка; 7 — прокладка; 8 — панель перекрытия; 9 — выпуски из панелей перекрытия

Рис. 1.6. Углы сопряжений панелей с помощью гибкой арматуры (стержней)

Арматурные выпуски и соединения второго типа стыков располагаются в специально предусмотренных при изготовлении панелей пазах (гнездах), которые после сварки арматуры замоноличиваются тяжелым бетоном. Подобные узлы сопряжений панелей называют узлами замоноличивания. В результате на контактируемых плоскостях панелей появляются железобетонные шпонки, препятствующие действию сдвигающих сил, возникающих в швах между панелями. Растягивающие силы в швах воспринимают арматурные выпуски. Такое разделение «труда» экономит расход металла.

Устройство узлов замоноличивания обеспечивает более или менее равномерную передачу усилий по контактными плоскостями стыкуемых

панелей и достаточно надежно в отношении изоляции металлических соединений от коррозии. Такие узлы наиболее органично вписываются в конструкции стыкуемых элементов здания и при грамотном выполнении создают благоприятные условия для работы здания на сейсмические воздействия.

Но второй тип сопряжений панелей при монтаже зданий связан с неудобным в производстве работ «мокрым» процессом, который имеет место при замоноличивании бетоном стыков сборных элементов.

Можно встретить проекты, в которых одновременно находят применение стыки обоих типов. Чаще это вызвано тем, что устройство железобетонных шпонок не всегда обеспечивает восприятие расчетных сдвигающих сил, поэтому они заменяются фасонной сталью. Тем не менее, положительные стороны второго типа сопряжений определили массовое применение их в сейсмостойком строительстве бескаркасных крупнопанельных зданий.

Для определения расчетных усилий (изгибающих моментов, перерезывающих и нормальных сил) в несущих элементах крупнопанельного здания необходимо представить его соответствующими расчетными схемами, которые в той или иной степени облегчали бы нахождение этих усилий.

Может быть использована схема пространственно-составная из плоских элементов, учитывающая податливость «сопряжений» (рис. 1.7). В этом случае величины внутренних – усилий вычисляются довольно сложными аналитическими выражениями, приемлемыми только при использовании электронно-цифровых машин.

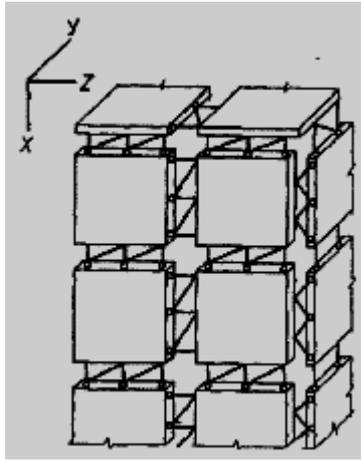


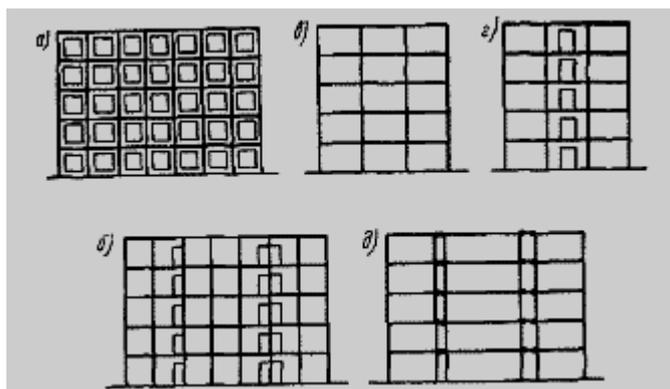
Рис. 1.7. Пространственная схема крупнопанельного здания

Часто пользуются более упрощенными схемами, каждая из которых представляет ту или иную несущую стену. В этом случае крупнопанельное здание расчленяется на плоские схемы, которые отражают специфику конструктивного решения различных типов стен крупнопанельного здания.

Для наружных продольных стен характерно регулярное расположение несущих простенков и проемов (рис. 1.8, а), которое определяет систему замкнутых рам, связанных друг с другом определенным типом сопряжений. Внутренние продольные стены составлены, как правило, из панелей, образующих широкие и узкие простенки, находящиеся на различном расстоянии друг от друга (рис. 1.8, б). Так как высота перемычек относительно ширины простенков здесь невелика, то расчетная схема может быть представлена системой составных плоских консольных участков, соединенных шарнирно в уровне перемычек (рис. 1.8, д).

Третий тип стен представляет сплошные стены, которые могут быть расположены как в торце, так и внутри поперечного направления здания (рис. 1.8, в). При надежном сопряжении панелей эти стены можно представить в виде консольной балки-стенки.

Наконец, последний тип стен — это поперечные стены, составленные из сплошных панелей и панелей с проемами, расположенных чаще всего симметрично относительно продольной плоскости здания (рис. 1.8, г). В этом случае расчетная схема может быть принята как частный случай расчетной схемы внутренней продольной стены.

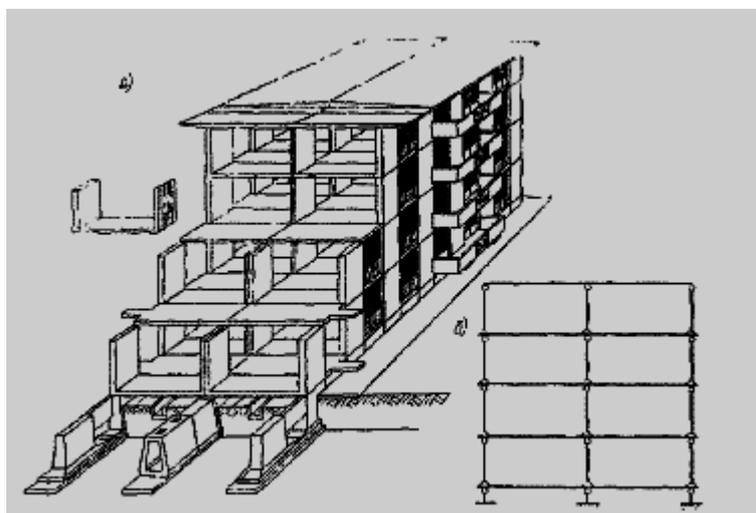


а — наружная продольная стена; б — внутренняя продольная стена; в — торцевая стена; г — внутренняя поперечная стена; д — расчетная схема внутренней продольной стены

Рис. 1.8. Схема стен крупнопанельного здания

Отметим два предложения по конструктивным решениям крупнопанельных зданий, которые в той или иной степени нашли свое применение в строительстве. Одно из них представлено панельно-рамной конструкцией, решенной путем разрезки здания по граням проемов несущих вертикальных элементов наружных стен, исключая вертикальные узлы замоноличивания. Обеспечение поперечной жесткости возлагается на панели перекрытия (рис. 1.9, а). Стеновые панели и перекрытия осуществляются в одном монолитном панельно-рамном блоке П-образной формы. В поперечном направлении стеновые панели работают как стойки каркасной схемы здания, в которой ригелями являются панели перекрытий. Между

несущими панелями перекрытий вводятся вкладные панели шириной 1,5 м, облегченные по сравнению с первыми конструкциями. Так как соединение верхних концов П-образных блоков с вышележащими осуществляется шарнирно, то расчетная схема здания в поперечном направлении представляется в виде рамы с шарнирными узлами (рис 1.9, б), что позволяет вести расчет панельно-рамного блока самостоятельно. В продольном направлении жесткость стоек значительно превышает жесткость ригелей, в силу чего дополнительные изгибающие моменты в панелях перекрытий невелики.

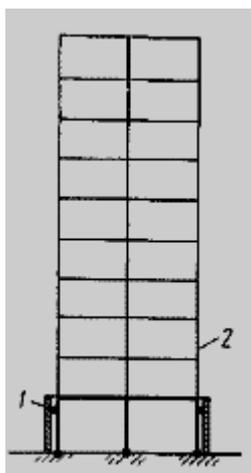


а — макет дома; б — расчетная схема

Рис. 1.9. Панельно-рамный дом из сборных элементов

Отличительная особенность этой конструкции заключается в том, что дом средней этажности можно монтировать из 15 типоразмеров сборных железобетонных конструкций. Такое здание построено в Ташкенте и успешно эксплуатируется.

Второе предложение состоит в том, что обычная конструкция крупнопанельного здания опирается на рамный каркас нижнего этажа (рис 1.10). Такое решение часто называют зданием с нижним гибким этажом. Благодаря значительному повышению гибкости здания сейсмическую нагрузку удастся значительно уменьшить (в 2—3 раза).



1 — гибкая часть здания; 2 — жесткая часть здания

Рис. 1.10. Схема крупнопанельного здания с гибким этажом

Каркасные здания. Из опыта последствий сильных землетрясений, прошедших в крупных населенных пунктах Земли, известно, что каркасные здания наиболее сейсмостойки, при этом каркасные здания большой этажности переносят сейсмические воздействия не хуже малоэтажных зданий подобной же конструкции. Можно привести примеры, когда высотные здания каркасного типа вполне благополучно перенесли сильные землетрясения, в то время как здания малой и средней этажности сильно пострадали. Так, например, во время землетрясения 1906 г. в Сан-Франциско, интенсивность которого составляла 9—10 баллов, ни одно из десяти зданий высотой 10—16 этажей не разрушилось. В Мехико в 1957 г. все 26 зданий высотой от 10 до 43 этажей так же благополучно перенесли землетрясение силой примерно в 9 баллов.

В чем же особенность каркасных зданий с точки зрения их сейсмостойкости по сравнению с рассмотренными выше конструкциями? Какие факторы обеспечивают им сопротивляемость сейсмическим воздействиям?

В первую очередь тут сказались специфика «статической теории» расчета, которая до недавнего времени применялась всюду и, следовательно, на ее основе были рассчитаны все эти здания. Как уже отмечалось ранее, статическая теория расчета не учитывала влияния жесткости сооружения на динамический эффект сейсмического воздействия и поэтому гибкие здания с большими периодами собственных колебаний оказывались в более выгодном положении по сравнению с жесткими.

Однако опыт Ташкентского землетрясения показал, что и после введения нового динамического метода расчета, на основе которого были запроектированы все здания современной постройки в г. Ташкенте, каркасные здания перенесли землетрясение значительно лучше зданий, выполненных в кирпиче. Это объясняется, по-видимому, тем, что каркасные здания обладают большими пластическими резервами и в большей мере допускают работу конструкций за пределами упругости. Каркасные здания в зависимости от своего назначения могут иметь разнообразные очертания и структуру расположения элементов каркаса.

Расчет и конструирование таких сооружений, возводимых в сейсмических районах, ведется на основе тех же принципов, что и сооружений, возводимых в районах, не подверженных сейсмическим воздействиям. Разница состоит лишь в том, что, помимо обычных расчетов, должен рассматриваться также и случай сейсмического воздействия, когда их несущая способность определяется уже не эксплуатационными требованиями, а предельным состоянием по прочности. Поэтому ниже остановимся на рассмотрении лишь рамных систем с регулярным расположением стоек и ригелей. Такой тип конструкции имеет наиболее широкое распространение в практике

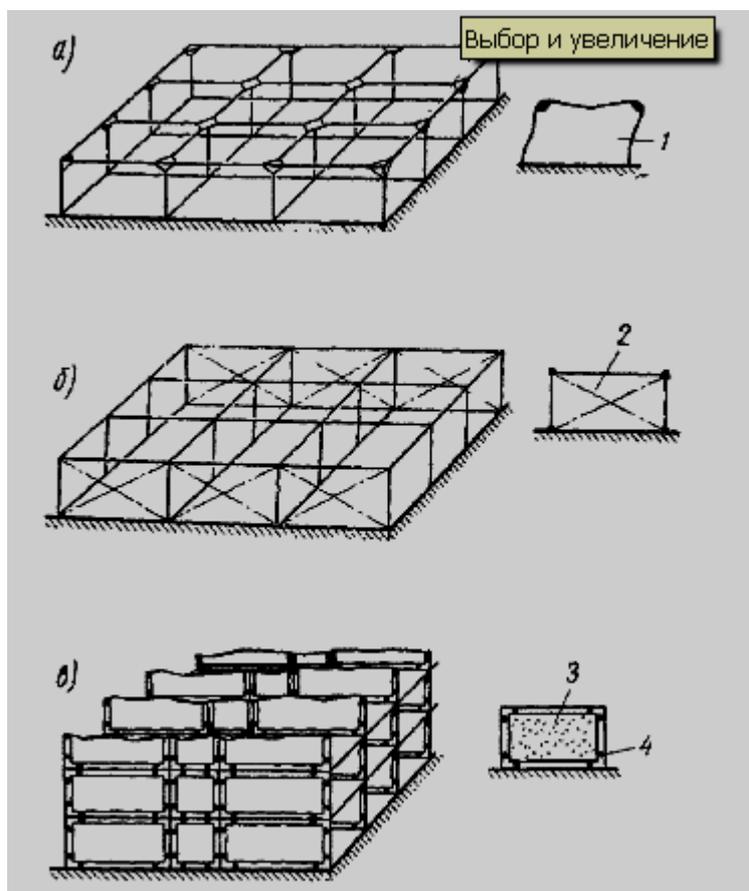
строительства, а кроме того, именно этот тип конструкции подвергся более серьезной переработке с учетом воздействия сейсмических нагрузок.

Известно, что каркас здания состоит из колонн (стоек), балок (ригелей) и перекрытий, соединенных в цельный остов пространственной рамы. Все эти элементы воспринимают как вертикальные, так и горизонтальные (сейсмические) нагрузки. Кроме этих элементов, здания имеют стеновые конструкции, которые в той или иной степени также участвуют в совместной работе с каркасом. В зависимости от конструктивных решений стеновых заполнений и их сопряжении с каркасом здания их можно разделить на несколько расчетных схем.

Первая из них — это рамная схема, представляющая систему колонн, ригелей и дисков перекрытий, жестко соединенных между собой. В этом случае стеновые конструкции (заполнение каркаса) должны быть связаны с каркасом таким образом, чтобы не препятствовать каркасу деформироваться при сейсмическом воздействии. Тогда жесткость и устойчивость здания должны быть полностью обеспечены самим каркасом (рис. 1.11, а). Здесь следует обратить внимание на то, что заполнение каркаса учитывается в расчетах только как инерционный груз, способствующий, с одной стороны, увеличению сейсмической нагрузки, а с другой — ее снижению за счет увеличения периода собственных колебаний. Обычно первый фактор оказывает большее влияние на величину расчетной сейсмической нагрузки, так как сейсмическая нагрузка прямо пропорциональна массе системы, тогда как коэффициент динамичности β обратно пропорционален корню квадратному из этой массы.

Принцип работы второй рамно-связевой схемы каркасного здания (рис. 1.11, б) аналогичен рамной схеме с тем лишь дополнением, что горизонтальная жесткость здания увеличивается за счет диагональных связей, выполняемых, как правило, из металла. При этом часть

горизонтальных усилий передается с колонн на эти связи. Особенностью рамно-связевой схемы является ограничение перемещений каркаса.



а — рамная; б — рамно-связевая; в — рамная с диафрагмами жесткости; 1 — рама; 2 — смет; 3 — диафрагма; 4 — крепления

Рис. 1.11. Схема каркасных зданий

Третья схема — рамная с диафрагмами жесткости (рис. 1.11, в). Эта схема характерна тем, что увеличение жесткости каркасной системы достигается введением вертикальных стенок жесткости, которые могут быть осуществлены путем устройства межкомнатных ограждений, лифтовых шахт и лестничных клеток. В отличие от предыдущих схем в рассматриваемой схеме предусматривается жесткая связь диафрагмы (стенок) с каркасом по всему периметру заполнения, что позволяет заполнению включаться в работу каркаса при сейсмических воздействиях в меру своей несущей способности.

Поэтому диафрагмы жесткости, ограничивая деформации здания, воспринимают на себя значительную, а в ряде случаев почти полную сейсмическую нагрузку, возникающую в каркасном здании.

В зависимости от прочностных характеристик диафрагм жесткости может быть два случая работы каркасного здания:

1) каркас здания предназначен для восприятия только вертикальных нагрузок (собственный вес, полезная нагрузка), а усилиям, возникающим при землетрясениях, должны противостоять жесткие стенки (диафрагмы). Это значит, что сейсмостойкость здания обеспечивается только диафрагмами жесткости, которые должны быть рассчитаны и законструированы на действие всей расчетной сейсмической нагрузки;

2) прочность диафрагм жесткости недостаточна для восприятия всей сейсмической нагрузки. Тогда сейсмическая нагрузка воспринимается жесткими элементами до момента их повреждений и уже после этого включается в работу каркас. Поврежденные диафрагмы поглощают часть энергии, передаваемой колеблющимся основанием надземной части здания. Остальная часть энергии землетрясения передается на каркас здания, который должен быть на это рассчитан. С выходом из строя жестких диафрагм меняются динамические характеристики здания (период и затухание колебаний). В этом случае каркасная система должна быть рассчитана как рамная конструкция.

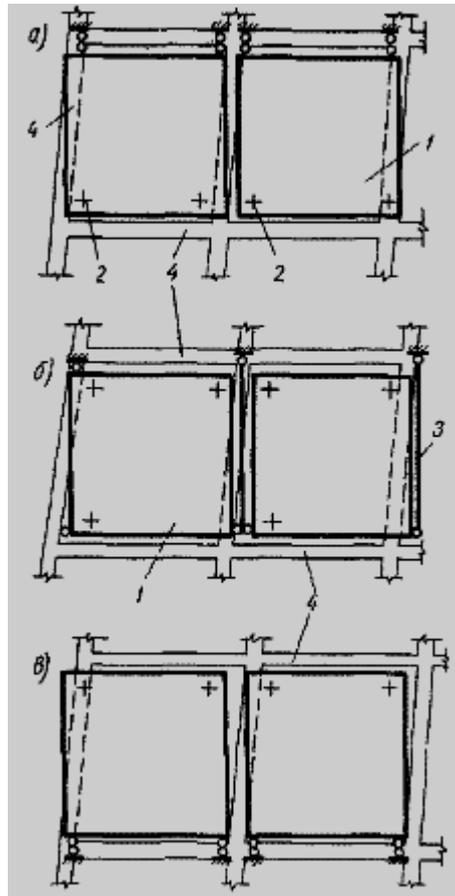
В литературе нередко третью схему относят к рамно-связевой или к связевой. На наш взгляд, работы последних двух схем имеют принципиальные отличия, которые должны быть отражены в классификации каркасных зданий, испытывающих сейсмические воздействия. В заключение о конструктивных схемах каркасных зданий следует отметить, что рамно-связевые схемы, так же как рамные с диафрагмами жесткости, рекомендуется

применять преимущественно в зданиях повышенной этажности и при значительных горизонтальных нагрузках.

Конструктивные решения каркасных зданий зависят не только от рассмотренных выше схем, они определяются также способами возведения сооружений. По этому признаку каркасы могут быть выполнены в монолитном, сборно-монолитном и сборном железобетоне, а также в металле. Остальные же конструктивные элементы (стены, перегородки, перекрытия) в современном строительстве жилых и общественных зданий, как правило, устанавливаются в уже возведенном каркасе в виде готовых элементов. Поэтому независимо от способа возведения каркаса здания необходимо предусмотреть в нем специальные закладные детали или выпуски арматуры для крепления сборных элементов. Такими элементами являются наружные и внутренние стены и перегородки, а также перекрытия. Крепления различных сборных элементов предусматриваются в зависимости от применяемых конструкций заполнения.

При проектировании каркасных зданий по рамной схеме наружные стены могут быть выполнены в виде самонесущих или навесных панелей укрупненных размеров. Свободная деформация ограждений при колебаниях здания может быть обеспечена путем применения гибких, но достаточно прочных креплений.

Навесные панели из крупноразмерных элементов применяются обычно длиной, равной шагу колонн. Крепление этих панелей к каркасу осуществляется в четырех углах с опиранием на металлические столики (рис. 1.12). С целью обеспечения самостоятельного перемещения навесных панелей при сейсмических воздействиях в швах между панелями предусматривают упругие прокладки, которые могут быть выполнены в виде лент из пенопласта, пороизола и т. п. Материалами для навесных панелей могут служить легкие и ячеистые бетоны, асбофанерные и алюминиевые листы с эффективными утеплителями.



а — навеска на уровне верхнего ригеля; б — то же, на гибких подвесках; в — опирание на уровне нижнего ригеля: 1 — панель; 2 — гибкий анкер для крепления панели из ее плоскости; 3 — гибкий тяж; 4 — элементы каркаса

Рис. 1.12. Схемы крепления навесных стеновых панелей к каркасу и их взаимные перемещения

В рамных схемах с диафрагмами жесткости заполнения каркасов должны надежно крепиться с элементами каркаса. В частности, заполнение из каменной кладки связывается со стойками каркаса при помощи арматурных стержней, укладываемых в горизонтальных швах через 50 см по высоте и заводимых в каждую сторону от стойки каркаса не менее чем на 70 см. Это же заполнение должно крепиться также к ригелю каркаса с помощью выпусков арматуры или специальными скобами.

Диафрагмы жесткости часто выполняются также из железобетонных панелей не менее класса В 15 с размерами, равными высоте этажа и пролету между колонн. При этом крепление к колоннам и ригелям должно быть осуществлено с помощью сварки закладных деталей, а в случае монолитных конструкций — за счет арматурных выпусков с последующим замоноличиванием бетоном.

Плиты перекрытия предусматриваются с пазами и рифлениями в боковых поверхностях с выпусками арматуры или закладными деталями для последующего крепления к каркасу и между собой.

Фундаменты каркасных зданий предпочтительно решать в виде сплошной железобетонной плиты или перекрестных железобетонных лент. В случае точечных фундаментов наружные колонны необходимо связать между собой фундаментными балками. Для районов с сейсмичностью 9 баллов все фундаменты (внутренние и наружные) должны быть взаимосвязаны.

Смежные отсеки разделяются по высоте антисейсмическим швом до уровня фундамента, если этот шов не совпадает с осадочным (рис. 1.13). Выполнение самого каркаса из монолитного железобетона в сейсмических районах ничем не отличается от способа производства в несейсмических районах, поэтому специальных конструктивных мер в них не предусматривается, за исключением повышенного армирования стоек и ригелей каркаса, а также специальных деталей конструкций, крепящих сборные элементы к остову здания.

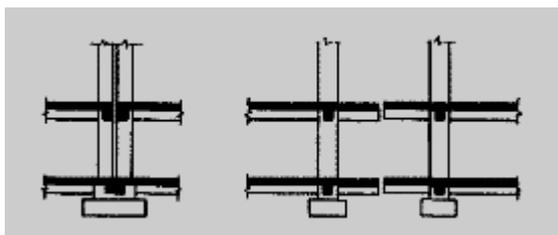


Рис. 1.13. Антисейсмические швы в каркасных зданиях

Распространенными видами железобетонного каркаса в сейсмических районах являются сборно-монолитный и сборный каркасы, большинство элементов которых изготавливаются в заводских условиях. Ниже приводятся основные конструктивные решения сборно-монолитных каркасов, применяемые в массовом строительстве.

В конструировании этих каркасов большое значение имеет разрезка каркаса на сборные элементы. При выборе той или иной разрезки следует руководствоваться характером напряженного состояния каркаса здания и возможностью изготовления сборных элементов, а также производством монтажа в конкретных условиях.

Как известно, наибольшая концентрация напряжений в рамной системе от действия горизонтальных сил наблюдается в ее узлах, следовательно, сейсмостойкость каркасных зданий зависит в первую очередь от степени надежности этих узлов. Здесь уместно напомнить о том, что говорилось выше относительно испытания железобетонных узлов. Эти испытания выявили слабость центральной зоны сопряжения при кососимметричных загрузениях. В связи с этим центральную часть узла рекомендуется усилить горизонтальными сетками или хомутами и дополнительными вертикальными стержнями (рис. 1.14)

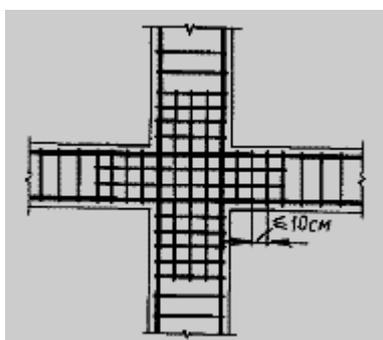
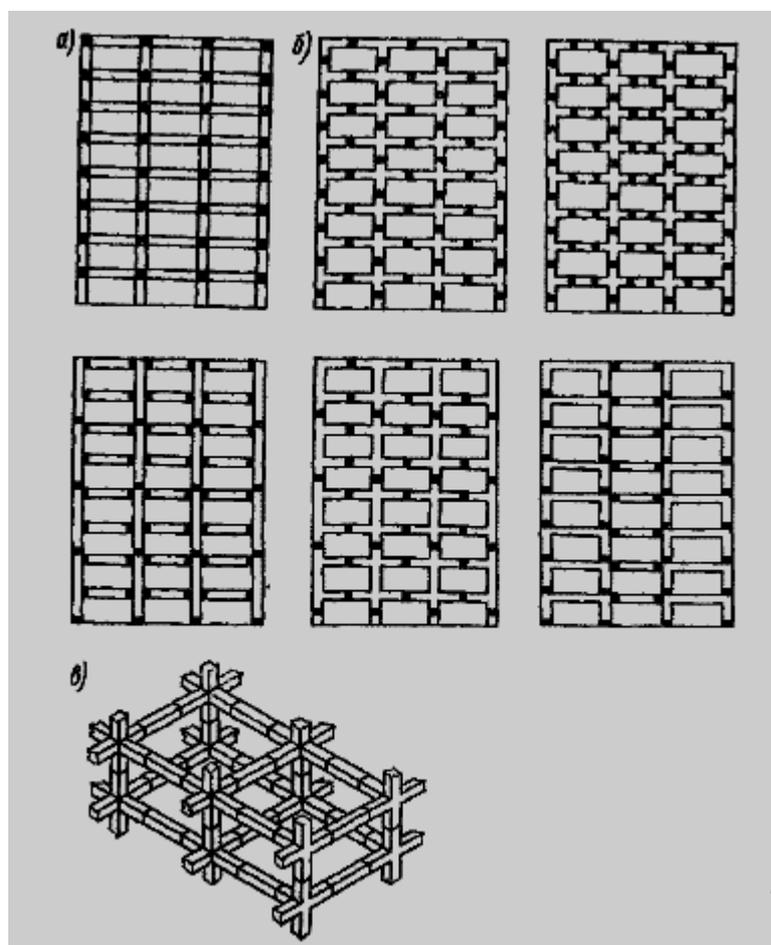


Рис. 1.14. Схема укрепления узла каркаса

Разрезку каркаса предпочтительно осуществлять в средних частях стоек и ригелей, где изгибающие моменты от сейсмических сил минимальны. Однако не всегда представляется возможным реализовать такое решение, так как для этого требуется специальная технологическая база и соответствующие транспортные средства. Примеры разрезки каркасов на отдельные элементы показаны на рис. 1.15. Принципиальное отличие приведенных разрезов между собой заключается в появлении линейных (рис. 1.15, а), плоских (рис. 1.15, б) и объемных (рис. 1.15, в) сборных элементов. Более простыми в изготовлении сборными элементами представляются конструкции, образованные разрезкой каркаса в уровне рамных узлов.



а — линейные; б — плоские; в — пространственные

Рис. 1.15. Схемы разрезки каркасов на сборные элементы

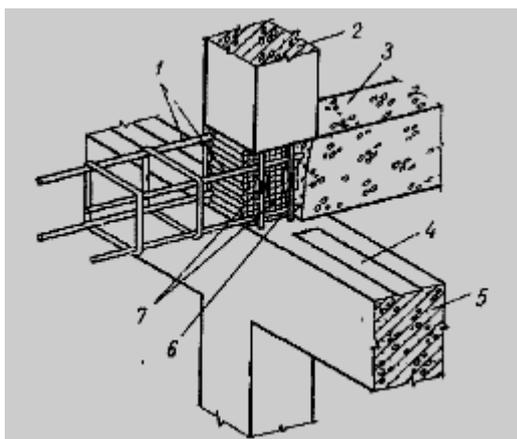
Линейные элементы образуются при разрезке каркаса в местах сопряжения стоек с ригелями. При этом высоты колонн могут быть равными 1, 2 и 3 этажам. Стыковка колонн между собой осуществляется в зависимости от схемы разрезки в уровне перекрытий или же несколько выше их. В первом случае ригели стыкуются между собой непосредственно в узле сопряжений стоек и ригелей, а во втором через колонны, в которых предусмотрены в этих местах арматурные выпуски или закладные детали.

В первом случае колонны стыкуются между собой по высоте примерно в середине соответствующего этажа. А в уровне перекрытий арматура колонны «оголена», на этом участке нет бетона. При монтаже каркаса проходит горизонтальная арматура примыкающих ригелей, которая сваривается со встречными выпусками, а затем замоноличивается бетоном марки на одну ступень выше бетона сборных элементов. Для лучшего сцепления монолитного бетона с торцами ригелей в последних предусмотрены пазы, рифления. Монтаж ригелей может производиться либо при помощи инвентарных металлических столиков, прикрепляемых к колоннам, либо при помощи консолей, выпущенных из тела колонн. Такой способ образования стыков колонн с ригелями называют узловым замоноличиванием ригелей.

Второй способ сопряжений линейных элементов каркаса называется приузловым замоноличиванием ригелей. Здесь колонны по всей высоте выполняются сплошного сечения, а присоединение ригелей к колонне производят с наружных сторон колонны. Стыковка ригелей с колоннами может быть осуществлена за счет пропуска ригельных арматурных выпусков сквозь колонну, через специально предусмотренные для этого горизонтальные отверстия или же за счет металлических консолей, выступающих из колонны. Монтаж ригелей, так же как и в предыдущем случае, осуществляется с помощью инвентарных столиков.

Заводское изготовление узловых сопряжений стоек и ригелей позволяет вынести стыки в места действия наименьших изгибающих моментов при

сейсмических воздействиях, что, в свою очередь, дает минимум монтажных элементов. Стыки элементов осуществляются при помощи сварки выпусков арматуры контактируемых конструкций с последующим замоноличиванием. На торцах стыкуемых элементов предусмотрено рифление сторон для надежного сцепления монолитной части бетона со сборным. Стыки колонн, в зависимости от вида плоских элементов, могут располагаться либо в середине этажа, либо на высоте 80—100 см от ригелей, либо непосредственно над ними. Продольные ригели, выполняемые на стройплощадке из монолитного бетона, соединяются со стойками каркаса в уровнях перекрытий, для чего в колоннах продольная арматура до стыковки с продольными ригелями не покрывается защитным слоем бетона (см., например, рис. 1.16).



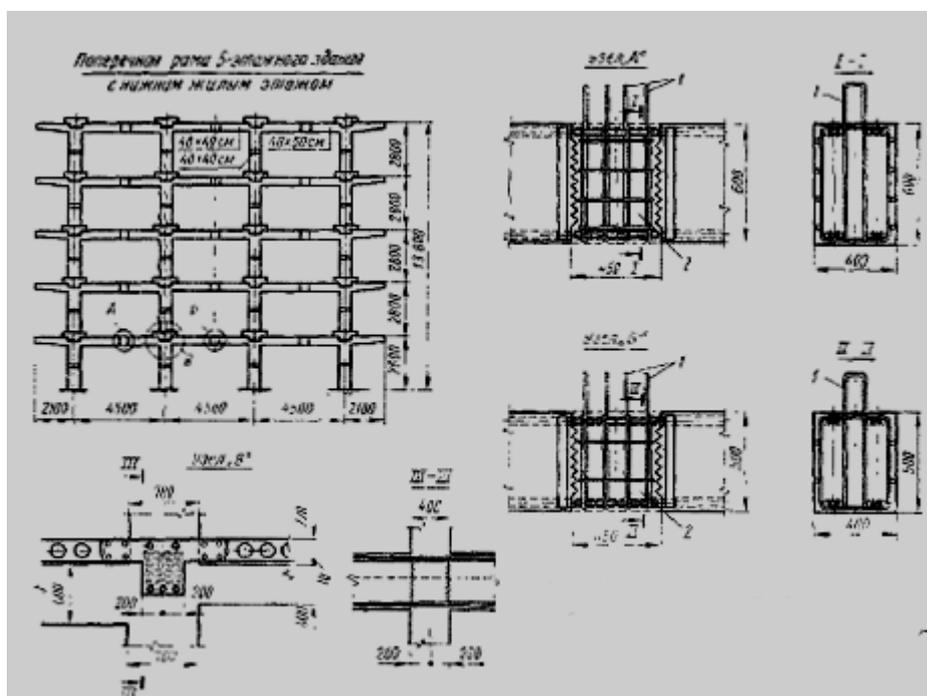
1 — арматура монолитного продольного ригеля; 2 — верхний сборный элемент; 3 — монолитный ригель; 4 — шина для приварки анкеров; 5 — нижний сборный элемент, 6 — раствор, 7 — ванношовная сварка

Рис. 1.16. Пример стыкования плоских крестообразных и П-образных элементов каркаса

Разработанная ЦНИИЭП лечебно-курортных зданий унифицированная каркасно-панельная конструкция для IV строительной климатической зоны с

сейсмичностью 7—8 баллов (рис. 1.17) представляет собой поперечные плоские железобетонные кресты, сопрягаемые в серединах этажей и пролетов, в продольном направлении эти кресты соединяются монолитными ригелями, образуемыми бетонированием зазоров между продольными торцами плит перекрытий.

На рис. 1.17 показаны узлы замоноличивания, характерные для схемы разрезки каркасного здания на линейные и плоские элементы. При этом в одном из направлений в плане здания соединение ригелей с колоннами осуществляется в уровнях перекрытий.



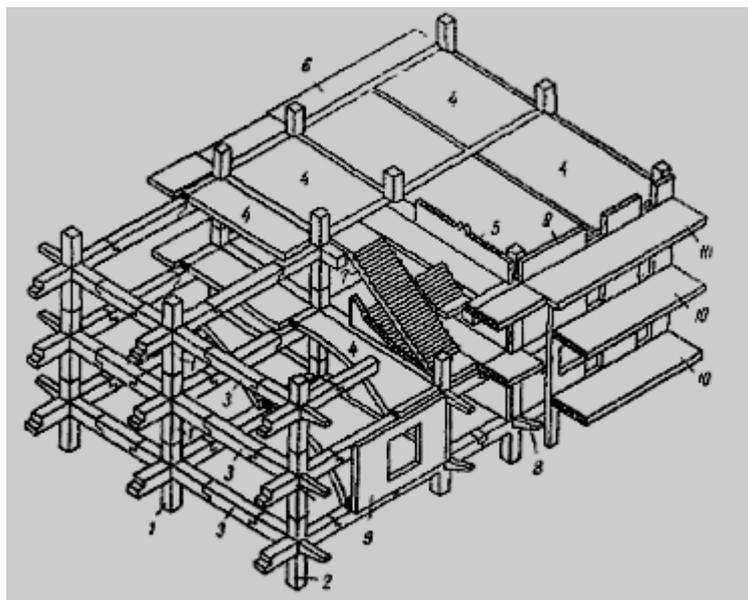
1 — выпуски для анкеровки перекрытия; 2 — монолитный бетон

Рис. 1.17. Сборный поперечный каркас с монолитными ригелями вдоль здания

Разрезка каркаса на объемные элементы в отличие от предыдущих разрезов избавляет от необходимости устройства монолитных прогонов и

сложных стыков в узлах рамы. Здесь, так же как в плоских крестообразных элементах, ригели в двух направлениях образуются путем стыкования консолей соседних стоек. Эти сопряжения могут осуществляться непосредственным стыкованием консолей или же с помощью горизонтальных вставок.

На рис. 1.18 показан каркас, разработанный Ташгипрогором, который решается в виде стоек с консолями в продольном и поперечном направлениях, изготовленных в заводских условиях. Стыковка колонн предусмотрена в середине этажа, а ригелей — в середине пролетов, или в третях пролетов с помощью ригелей-вставок. Ширина крестовин в обоих направлениях составляет 3 м. Замоноличивание консолей со вставками производится непосредственной накладкой элементов со сваркой закладных деталей и обетонированием стыка.



1 — средний пространственный крест; 2 — крайний пространственный крест; 3 — ригель-вставка; 4 — панель перекрытия; 5 — перегородка; 6 — панель балкона; 7 — лестничный марш; 8 — консоль для террасы; 9 — наружная стена; 10 — панель террасы

Рис. 1.18. Каркас из пространственных сборных элементов

Панели перекрытия решены здесь толщиной 9 см опертыми по контуру. Это позволяет обеспечить одинаковую работу каркаса как в продольном, так и в поперечном направлениях.

Другим примером может служить сборный железобетонный каркас с диафрагмами жесткости, разработанный Казгорстройпроектом. В основу конструктивного решения принято, что все сейсмические силы воспринимаются сборными железобетонными диафрагмами, расставленными на определенном расстоянии друг от друга и непрерывными по высоте здания. Сборные железобетонные перекрытия предусмотрены размерами на конструктивную ячейку каркаса. Каркас в этом решении выполняет функцию несущего только вертикальную нагрузку. Соединения диафрагм с колоннами и ригелями осуществляются при помощи сварки закладных частей.

В заключение следует отметить, что конструктивные решения сборных каркасных зданий, наилучшим образом влияющих на их сейсмостойкость, представляются в виде крупноразмерных элементов, сопряженных вне узлов примыкания вертикальных и горизонтальных элементов, с применением плит перекрытий, опертых по контуру. Применение плит размерами на ячейку каркаса позволяет снизить толщину перекрытия, что скажется на снижении общей высоты зданий, особенно высотных. Это поведет к снижению собственного веса здания и, как следствие, к уменьшению сейсмических нагрузок, что, в конечном счете, приведет к экономически более целесообразным решениям.

Весьма рациональным для сейсмостойкого строительства является также применение металлических каркасов. Металлические конструкции вследствие высокой прочности получаются легкими и относительно малогабаритными, что определяет целесообразность их применения в сейсмических районах.

Наряду с этим, металлические конструкции обладают недостатками: подверженность коррозии, потеря несущей способности при повышенных температурах. Во время землетрясения могут возникать пожары, что требует изоляции металлических конструкций огнестойкими нетеплопроводными облицовками.

Металл является пока дефицитным материалом, поэтому применение его в строительных конструкциях ведется экономно. Однако с ростом этажности и пролетов зданий в последнее время металлические конструкции находят все большее применение.

Здесь приведем вариант применения стальных металлических конструкций в сочетании со сборными железобетонными элементами ограждений и перекрытий. На рис. 1.19 показан макет 17-этажного здания гостиницы, которая возведена в Ташкенте. Это здание имеет вид развернутой книги, «листы» которой находятся под углом 140° . Полная высота здания составляет 53,5 м, а высота типового этажа — 3,0 м. Проектом предусмотрена подземная часть на всю ширину здания в монолитном железобетоне, а строения выше «нуля» — в металле.

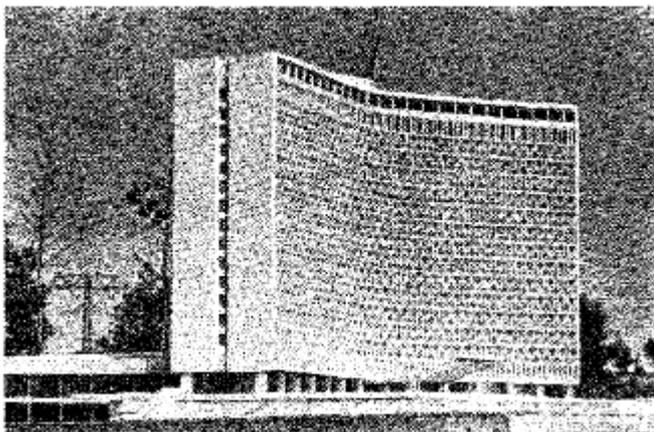


Рис. 1.19. 17-этажное здание гостиницы в г. Ташкенте (макет)

Первые два этажа центральной части здания законструированы в виде 2-пролетных порталных рам, а крылья — однопролетных. Эта часть каркаса наиболее ответственна, так как вышележащие этажи (средние стойки рам верхней 15-этажной части) покоятся также на пролетном строении портала. Поэтому ригели портала выполняются на всю высоту второго этажа, который используется для технических целей (рис. 1.20), а стойки представляют собой полузакрытые двутавровые сечения.

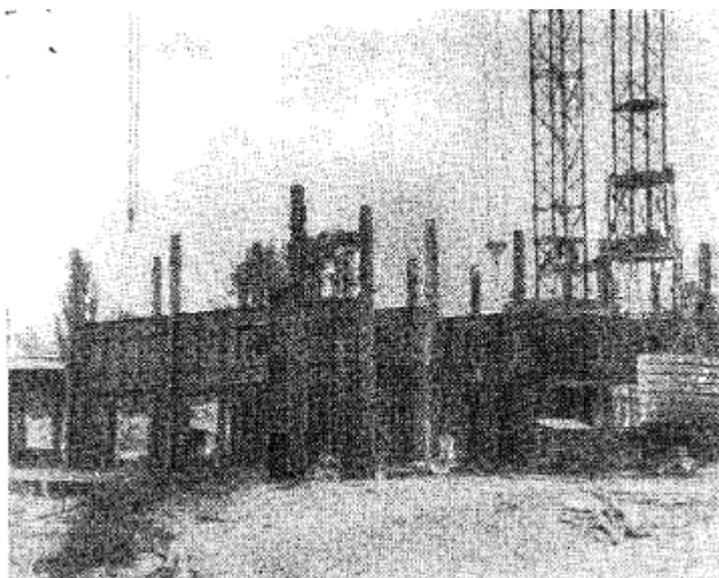
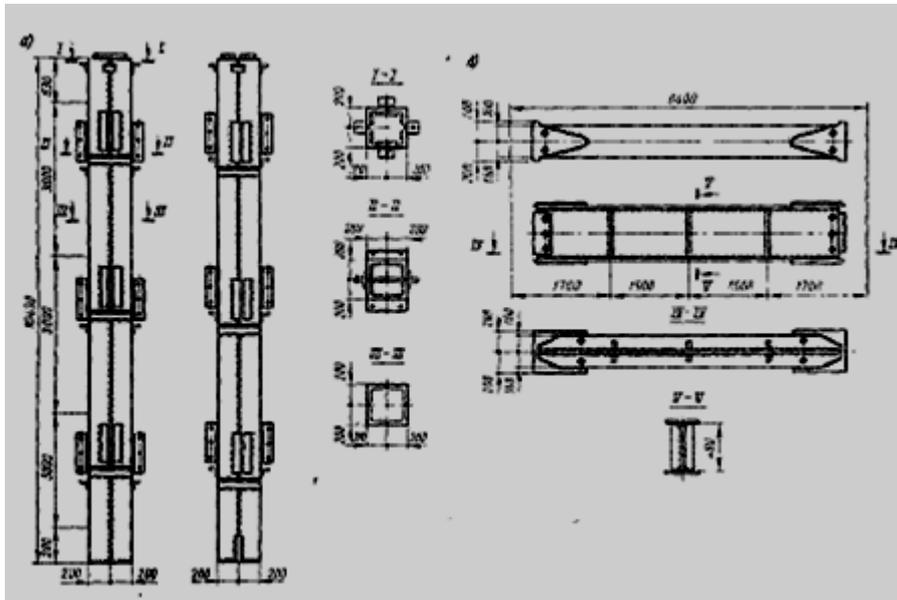


Рис. 1.20. Металлический каркас строящейся гостиницы

Выше второго этажа центральная часть здания законструирована 5-пролетными, а крылья — 3-пролетными металлическими рамами. Сечение колонн каркаса верхних 15 этажей принято коробчатым (400 x 400 мм) из уголковых профилей. Высота колонн на три этажа, а их стыковка осуществляется несколько выше уровня перекрытий при помощи болтов с последующей тщательной сваркой всех элементов сопряжений. На рис. 1.21 показаны типовые элементы каркасов выше 2-го этажа.



а – колонна; б – ригель

Рис. 1.21. Типовые сборные элементы металлического каркаса

В качестве антикоррозийных и огнеустойчивых мер предусмотрена тщательная окраска металлических элементов с последующим обетонированием по металлической сетке.

Междуэтажные перекрытия над 1-м и 2-м этажами предусмотрены из монолитного, а над 3—17-м — из сборного железобетона. Наружные стены выполняются из сборных железобетонных панелей.

Монолитные железобетонные здания. Наряду с крупнопанельными, каркасными и другими типами зданий в сейсмостойком строительстве жилых и гражданских зданий находят применение бескаркасные дома, возводимые в монолитном железобетоне. Опыт строительства подобных зданий как за рубежом (Румыния, Болгария, Япония и США), так и в СССР показывает на большие возможности обеспечения сейсмостойкости этих зданий при снижении стоимости их и экономии стали по сравнению с другими видами конструктивных решений.

В настоящее время масштабы строительства зданий из монолитного бетона еще невелики, однако тенденция к массовому строительству достаточно заметна.

Монолитное домостроение наилучшим образом обеспечивает совместную работу всех элементов здания за счет более надежного перераспределения внутренних усилий, поэтому конструирование монолитных зданий дает возможность рационально производить армирование элементов, что позволяет избавиться от расхода металла, располагаемого в различных элементах по так называемым «конструктивным соображениям».

Особенностью монолитных бескаркасных зданий являются способы их возведения, которые в известной мере диктуют конструирование их несущих элементов.

Принципиальной основой монолитных зданий является индустриализация строительного процесса на стройплощадке за счет высокого уровня строительной техники. Один из распространенных методов возведения монолитных зданий — это метод скользящей опалубки, заимствованный из промышленного строительства (элеваторов, копров и т. п.). Этим методом возводятся стены на всю высоту здания.

Принципиальной основой монолитных зданий является индустриализация строительного процесса на стройплощадке за счет высокого уровня строительной техники. Один из распространенных методов возведения монолитных зданий — это метод скользящей опалубки, заимствованный из промышленного строительства (элеваторов, копров и т. п.). Этим методом возводятся стены на всю высоту здания. В стенах предусматриваются горизонтальные пазы замоноличивания с выпусками арматуры в уровнях перекрытий, так как сами перекрытия осуществляются с отставанием на 1—2 этажа или же после окончания возведения всех стен.

Конструкции перекрытия могут быть изготовлены как из монолитного, так и сборного железобетона. В первом случае перекрытия выполняются в переставной горизонтальной опалубке (штрабе), а арматура перекрытий соединяется со стержневыми выпусками из стен. Во втором случае плиты перекрытия изготавливаются сборными и могут быть установлены в процессе возведения стен или же после полного их сооружения.

Другим методом возведения монолитных зданий является метод переставной опалубки тоннельного типа. Этот метод применяется за рубежом при производстве зданий с параллельными несущими стенами. Опалубка, применяемая в этом случае, состоит из трех шарнирно соединенных щитов, которые устанавливаются на ранее выполненные перекрытия в положение «тоннеля». В процессе бетонирования образуются две стены и перекрытие, а после окончания бетонирования эти «тоннели» выдвигаются домкратами на монтажные галереи и переставляются на следующую позицию (рис. 1.22).

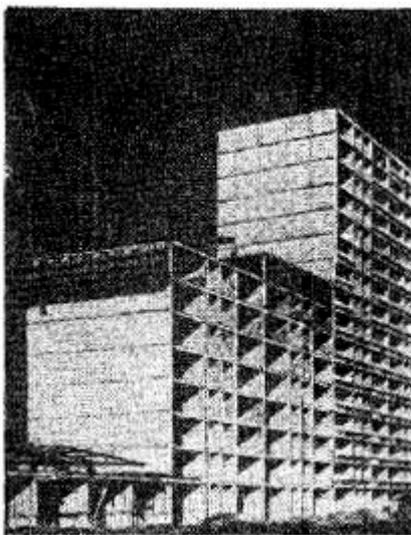


Рис. 1.22. Строительство многоэтажного здания в монолитном бетоне методом перестановки опалубки тоннельного типа

Конструкции наружных стен в отмеченных выше методах возведения монолитных зданий могут быть однослойными или слоистыми. В качестве однослойных могут быть применены легкие бетоны (керамзитобетон, железобетон и т. п.), которые облегчают процесс формования. Если прочность этих материалов недостаточна для несущих конструкций, стены делают слоистыми. В частности, в зарубежной практике применяются двухслойные стены, состоящие из слоя тяжелого бетона (несущий слой) и теплоизоляционного слоя, укладываемого в опалубку в процессе формования стен или же навешиваемого по окончании их возведения. ЦНИИЭП жилища применил в проектах 16-этажного жилого дома в Туле трехслойные панели, состоящие из несущего железобетонного слоя толщиной 15 см (В15), теплоизоляционного слоя из пенобетона 18 см и наружного железобетонного слоя 7 см.

Как видно из краткого описания методов возведения монолитных железобетонных домов, особых антисейсмических мер в данном конструктивном решении не требуется, так как конструирование несущих элементов осуществляется по общим правилам расчета железобетонных конструкций, испытывающих горизонтальные нагрузки.

Более того, отсутствие сборных элементов несколько облегчает задачу расчета подобных зданий по сравнению со сборными, где учет податливости узлов замоноличивания сопряжен с известной интуитивной оценкой.

Нет сомнений, что монолитное домостроение в сейсмостойком строительстве со временем займет должное место, как одно из наиболее экономичных и эстетически совершенных конструктивных решений.

1.3. Методы расчета несущих остовов зданий

Любая задача расчета имеет три стороны: статическую (или динамическую), геометрическую и физическую. Статическая (динамическая) сторона задачи заключается в установлении связи между внешними нагрузками, действующими на конструкцию, и внутренними усилиями статического (динамического) равновесия. Поскольку внутренние усилия заранее неизвестны, приходится привлекать геометрические и физические соотношения.

Геометрические соотношения связывают перемещения и деформации конструкций. Физические определяют закон, по которому напряжения зависят от деформаций. Характер изменения напряженно-деформированного состояния сечений обычных железобетонных элементов в процессе нагружения был известен в начале нашего века. Однако теоретические основы, учитывающие его особенности, отсутствовали. Существовал лишь метод расчета по допускаемым напряжениям. Он и был принят первоначально для расчета.

При расчете сооружений учитывается целый ряд воздействий, главными из которых являются статические и динамические и изменения температуры. Цель расчета состоит в определении внутренних усилий, возникающих в элементах системы, в установлении перемещений ее отдельных точек и выяснении условий устойчивости и колебаний системы. В соответствии с результатами расчета устанавливаются размеры сечений отдельных элементов конструкций, необходимые для надежной работы сооружения и обеспечивающие минимальные затраты материалов.

Встречающиеся на практике системы сооружений, в зависимости от методики их расчета, подразделяют на 2 основных типа: статически определимые системы, которые могут быть рассчитаны с использованием только уравнений статики; статически неопределимые системы, для расчета

которых в дополнение к уравнениям статики составляются уравнения совместности деформаций.

При расчете дискретных статически неопределимых систем (для которых справедлив принцип независимости действия сил) применяют 3 основных метода: метод сил, метод перемещений и смешанный.

При расчете по методу сил часть связей в выбранной расчетной схеме сооружения «отбрасывается», с тем, чтобы превратить заданную систему в статически определимую геометрически неизменяемую систему (основную) систему. «Отброшенные» связи заменяют силами (лишними неизвестными), для определения которых составляют (исходя из условия тождественности деформаций основной и заданной систем) канонические уравнения. Найденные при решении этих уравнений лишние неизвестные «прикладываются» вместе с нагрузкой к основной системе как внешние силы, после чего определяются (методами сопротивления материалов) внутренние усилия в элементах системы и перемещения её отдельных точек.

При расчете по методу перемещений основная система получается из данной путём наложения дополнительных (лишних) связей, с тем, чтобы превратить её в сочетание элементов, деформации и усилия которых заранее изучены. За лишние неизвестные принимаются перемещения по направлению лишних связей. Для их определения составляется система уравнений, вытекающих из условия равенства нулю реакции в лишних связях.

Смешанный метод представляет собой сочетание методов сил и перемещений; основная система образуется путём удаления одних и наложения других связей. Поэтому лишними неизвестными являются и силы, и перемещения.

При расчёте сложных и пространственных статически неопределимых систем применение одного из этих методов становится невозможным.

В результате этого есть решение, при котором сложные и пространственные системы решаются при помощи методом конечных элементов.

Применение метода конечных элементов. Расчет конструктивной системы здания производится широко применяемым в настоящее время методом конечных элементов (МКЭ). При этом, линейные железобетонные конструкции (балки, колонны) моделируются линейными (стержневыми) конечными элементами, плоские железобетонные конструкции (плиты, стены) моделируются плоскими (оболочечными) конечными элементами. В результате расчета для линейных конечных элементов определяются изгибающие и крутящие моменты, продольные и поперечные силы, действующие по боковым сторонам линейных конечных элементов, а для плоских конечных элементов определяются крутящие и изгибающие моменты, продольные, поперечные и сдвигающие силы, действующие по боковым сторонам плоских конечных элементов. В целом мы получаем для линейных железобетонных конструкций распределение изгибающих и крутящих моментов, продольных и поперечных сил в нормальных сечениях по длине этих конструкций, а для плоских конструкций — распределение изгибающих и крутящих моментов, продольных, поперечных и сдвигающих сил в нормальных сечениях по площади плоских конструкций.

Метод конечных элементов применим ко всем видам систем, этим методом получается более точный расчет.

1.4. Цели и задачи исследований

В основу диссертационной работы положена следующая **рабочая гипотеза**: Выбор рационального конструктивного решения многоэтажного гражданского здания для строительства в сейсмических районах может быть произведен в результате анализа напряженно-деформированного состояния несущего остова здания.

В связи с изложенным предложением, определена **цель исследований**: научное обоснование эффективного решения конструктивной схемы каркаса многоэтажного гражданского здания для строительства в сейсмических районах.

Исходя из цели исследований, анализа литературных данных были поставлены **следующие задачи**:

1. Исследовать работу монолитного ригельного каркаса;
2. Исследовать работу монолитного безригельного каркаса;
3. Исследовать работу каркаса с заполнением.
4. Провести анализ напряженно-деформированного состояния элементов каркаса и дать заключение по наиболее ресурсосберегающему решению.

2. ОБЪЕКТ И МЕТОД ИССЛЕДОВАНИЙ

2.1. Объект исследований и действующие нагрузки

В качестве объекта исследований были приняты 3 конструктивные схемы каркаса семиэтажного здания гостиницы с подвалом – ригельный каркас, безригельный каркас и каркас с заполнением. Высота первого этажа здания составляет 4.2 м, остальных - 3.3 м. В плане здание имеет сложную форму. В качестве района строительства выбран город Ташкент, сейсмичность площадки строительства - 8 баллов.

Принятые к исследованию схемы каркасов характеризуются следующим образом.

1) *Ригельный каркас* представляет собой пространственную монолитную железобетонную конструкцию, состоящую из колонн сечением 400x400 мм, ригелей сечением 400x300 мм и перекрытия толщиной 200 мм. Монолитное перекрытие имеет жесткую связь с ригелями и работает как жесткий диск. Фундаментные стеновые блоки толщиной 400 мм жестко защемлены в железобетонную фундаментную плиту толщиной 600 мм. Все элементы каркаса совместно работают на восприятие внешних воздействий. Стены являются ограждающими конструкциями.

2) *Безригельный каркас* также представляет собой пространственную монолитную железобетонную конструкцию, состоящую из колонн сечением 400x400 мм и перекрытия толщиной 200 мм, опирающегося на колонны. Подземная часть здания выполнена аналогично решению в ригельном каркасе. Все элементы каркаса совместно работают на восприятие внешних воздействий. Стены выполняют также только ограждающую функцию.

3) *Каркас с заполнением*. В этой конструктивной системе стены толщиной 380 мм выполняют роль ограждающих и одновременно несущих конструкций. Они воспринимают собственный вес и ряд других, действующих на них, нагрузок.

Расчеты трех пространственных схем каркасов семиэтажного здания выполнялись с использованием программного комплекса прочностных расчетов и проектирования строительных конструкций “ЛИРА-софт” (версия 9.4).

На все три конструктивных схемы при сравнительном расчете были приложены одинаковые нагрузки: статические, динамические и воздействия изменяющейся температуры. В первой и второй схемах в расчетных моделях были введены только несущие конструктивные элементы, а действие наружных стен и перегородок было компенсировано нагрузками. А в третьем варианте схемы наружные стены, участвующие в работе, были заложены в расчет в виде несущих конструкций.

Плоские плиты перекрытий и продольные несущие стены смоделированы элементами оболочки; колонны представлены стержневыми конечными элементами общего вида, жестко сопряженными с плитами перекрытий, покрытий и с фундаментами в опорных узлах на уровне их обреза.

Для анализа и сравнения работы трех схем каркасов на восприятие внешних воздействий ко всем схемам были приложены одинаковые нагрузки.

НАГРУЗКИ!!!
ФАЙЛ AutoCAD

НАГРУЗКИ!!!
ФАЙЛ AutoCAD

НАГРУЗКИ!!!
ФАЙЛ AutoCAD

2.2. Принятые методы исследований

Основным видом исследований в диссертационной работе были приняты теоретические расчетные методы, основанные на использовании программного комплекса прочностных расчетов и проектирования строительных конструкций «ЛИРА-софт» (версия 9.4).

На программном комплексе «ЛИРА-софт» были созданы три конечно-элементные модели здания в соответствии с принятыми для исследования конструктивными схемами каркаса.

В первой и во второй расчетных моделях каркаса использованы только их несущие элементы. Собственный вес в программном комплексе «ЛИРА-софт» назначается автоматически. Наружные стены и внутренние перегородки смоделированы нагрузками без ввода самих элементов в расчетную схему, так как они не участвуют в работе (рис 2.1).

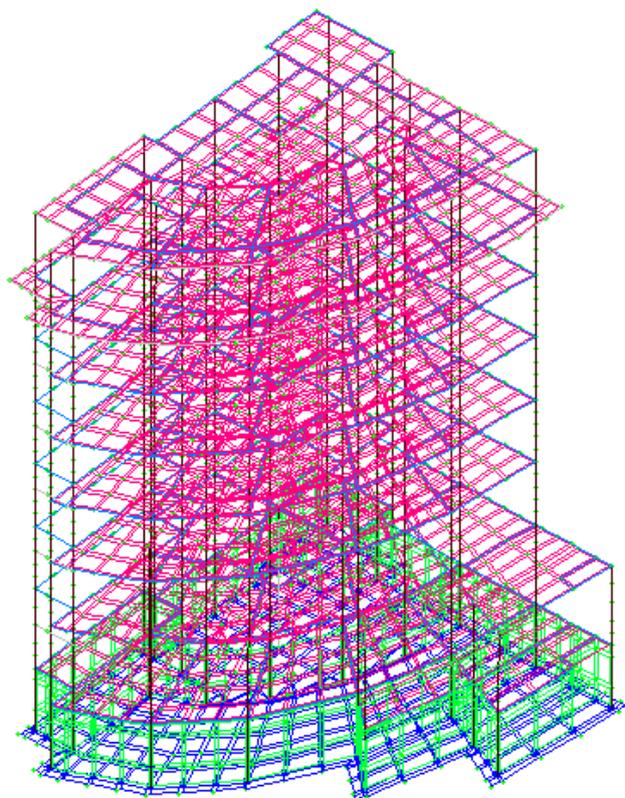


Рис.2.1. Конечно-элементная расчетная схема ригельного и безригельного каркаса

В третьем варианте расчетной схемы наружные стены смоделированы как элементы, участвующие в работе, и поэтому они были заложены в схему в виде несущих конструкций (рис 2.2).

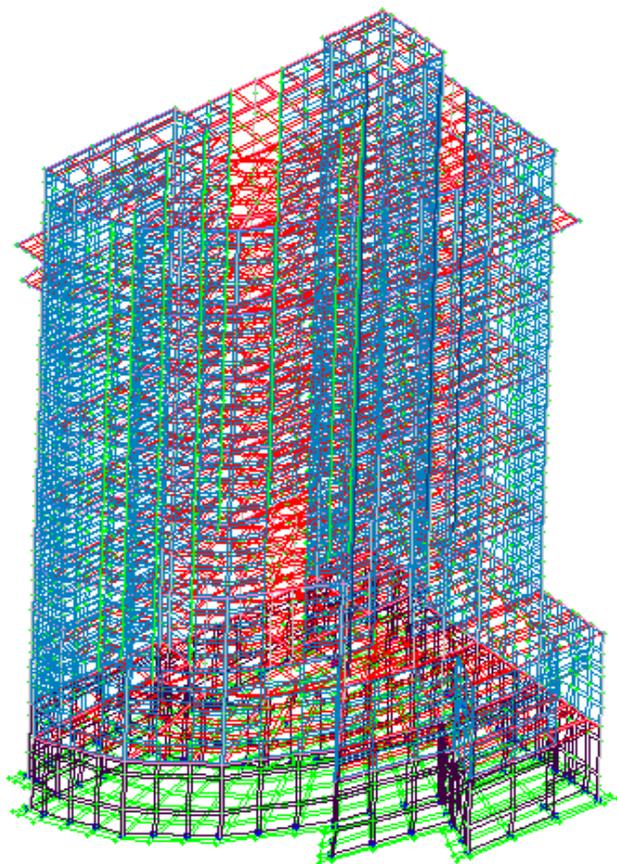


Рис 2.2. Конечно-элементная расчетная схема каркаса с заполнением

Плоские плиты перекрытий и продольные несущие стены смоделированы элементами оболочки; колонны представлены стержневыми конечными элементами общего вида, жестко сопряженными с элементами плит перекрытий и покрытия и в уровне обреза фундаментов.

3. РЕСУРСОСБЕРЕГАЮЩЕЕ КОНСТРУКТИВНОЕ РЕШЕНИЕ МНОГОЭТАЖНОГО ГРАЖДАНСКОГО ЗДАНИЯ ДЛЯ СЕЙСМИЧЕСКИХ РАЙОНОВ СТРОИТЕЛЬСТВА

3.1. Исследование работы монолитного ригельного каркаса

Теоретическое исследование работы ригельного каркаса основано на изучении возникающих усилий и деформаций в элементах каркаса под внешними воздействиями с учетом сеймики. Расчеты были выполнены на следующие виды загружений:

загружение 1 – статическое загружение (собственный вес);

загружение 2 – статическое загружение (постоянные нагрузки);

загружение 3 – статическое загружение (временные нагрузки);

загружение 4 – статическое загружение (ветер по X);

загружение 5 – статическое загружение (ветер по Y);

загружение 6 – динамическое загружение (сейсмика по КМК 2.01.03-96, учитывается три формы колебаний $KF=3$) (сейсмика по оси X);

загружение 7 – динамическое загружение (сейсмика КМК 2.01.03-96, учитывается три формы колебаний $KF=3$) (сейсмика по оси Y);

загружение 8 – динамическое загружение (сейсмика КМК 2.01.03-96, учитывается три формы колебаний $KF=3$) (сейсмика по оси Z).

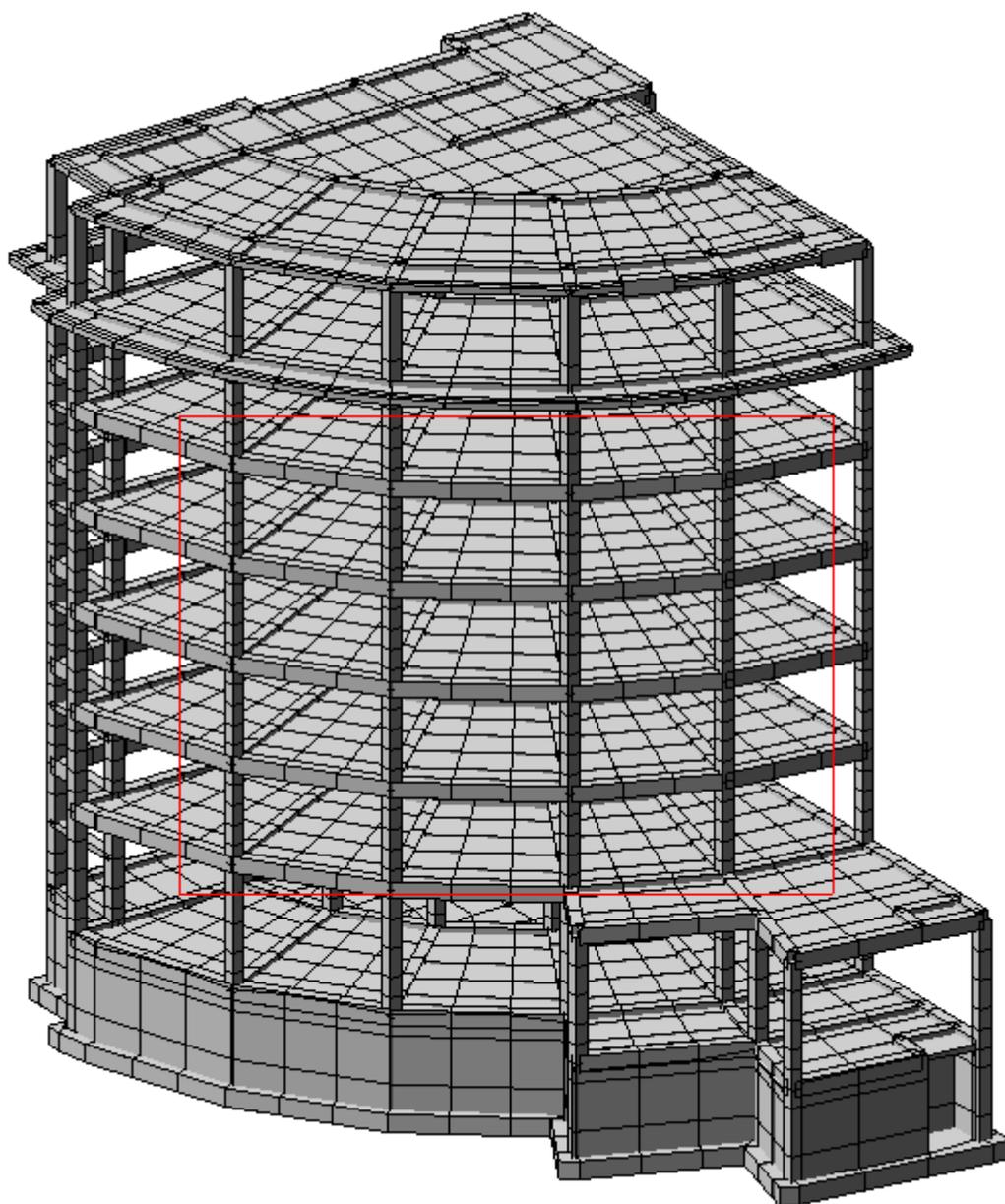


Рис 3.1. Пространственная модель ригельного каркаса

Выполненный расчет ригельного каркаса позволил определить собственные значения частот и периоды колебаний здания. Результаты расчета приведены в табл. 3.1.

Таблица 3.1.

Собственные значения, частоты, периоды колебаний ригельного каркаса							
№ п/п	собств. значения	частоты		периоды с	коэффициент распределения	модальная масса, %	
		рад/с	Гц				
1	2	3	4	5	6	7	
Собственные значения, частоты, периоды колебаний загрузки 6							
1	0.195903	5.104574	0.812830	1.230269	10.494218	27.434542	27.434542
2	0.184968	5.406352	0.860884	1.161597	10.942292	29.827318	57.261860
3	0.159735	6.260381	0.996876	1.003134	2.042706	1.039463	58.301323
Собственные значения, частоты, периоды колебаний загрузки 7							
1	0.195903	5.104574	0.812830	1.230269	10.874136	29.456904	29.456904
2	0.184968	5.406352	0.860884	1.161597	-10.638847	28.195947	57.652851
3	0.159735	6.260381	0.996876	1.003134	0.998073	0.248154	57.901005
Собственные значения, частоты, периоды колебаний загрузки 8							
1	0.195903	5.104574	0.812830	1.230269	10.874136	29.456904	29.456904
2	0.184968	5.406352	0.860884	1.161597	-10.638847	28.195947	57.652851
3	0.159735	6.260381	0.996876	1.003134	0.998073	0.248154	57.901005

В 7 графе приведена модальная масса, собранная из загрузки по трем формам колебания.

Были определены максимальные и минимальные перемещения узлов каркасов в пространстве (по осям X, Y и Z) при наиболее невыгодном нагружении (табл.3.2)

Таблица 3.2.

Перемещения узлов ригельного каркаса
при сейсмическом воздействии

Направление	Загрузка 6		Загрузка 7		Загрузка 8	
	Перемещение, мм		Перемещение, мм		Перемещение, мм	
	max	min	max	min	max	min
Ось	При первой форме колебания		При первой форме колебания		При первой форме колебания	
X	110	-8.49	114	-8.8	28.6	-2.2
Y	109	-0.00022	113	-0.00023	28.1	-5.78
Z	7.17	-12.8	7.43	-13.3	1.86	-3.33

По результатам выполненных расчетов были выбраны наиболее опасные нагружения и по усилиям, возникающим от их воздействия в элементах каркаса, назначались размеры сечений элементов, необходимые для надежной работы сооружения и обеспечивающие минимальные затраты

материалов (табл. 3.3).

Таблица 3.3.

Расход материалов на ригельный каркас и его стоимость

Этаж	Конструкция	Материал	Объем	Стоимость за одну единицу (сум)	Полная стоимость (тыс. сум)
Подвал	Фундаментная плита	Арматура А-III Ø 14	8.83 т	2307365	20374.03
		Арматура А-I Ø 8	0.919 т	2302123	2115.65
		Бетон В 25	218.9 м ³	215082	47081.45
1	Колонны (28шт)	Арматура А-III Ø 28, Ø 25, Ø 22	2.02 т	2310725	4667.66
		Арматура А-I Ø 8	0.446 т	2302123	1026.75
		Бетон В 25	18.8 м ³	215082	4043.54
	Ригели (30шт)	Арматура А-III Ø 18, Ø 16, Ø 14, Ø 12	0.921 т	2307365	2125.08
		Арматура А-I Ø 8, Ø 6	0.52 т	2302123	1197.1
		Бетон В 25	20.4 м ³	215082	4387.67
	Плита перекрытия	Арматура А-III Ø 12	6.26 т	2307365	14444.10
		Арматура А-I Ø 8	0.411 т	2302123	946.17
		Бетон В 25	77.5 м ³	215082	16668.86
	2	Колонны (24шт)	Арматура А-III Ø 28, Ø 25, Ø 22	0.55 т	2310725
Арматура А-III Ø 20, Ø 16			0.342 т	2307365	789.12
Арматура А-I Ø 8			0.301 т	2302123	692.94
Бетон В 25			12.7 м ³	215082	2731.54
Ригели (26шт)		Арматура А-III Ø 25, Ø 22	0.236 т	2310725	545.33
		Арматура А-III Ø 20, Ø 18, Ø 16, Ø 14, Ø 12	1.21 т	2307365	2791.91
		Арматура А-I Ø 8	0.515 т	2302123	1185.59
		Бетон В 25	18.9 м ³	215082	4065.05

	Плита перекрытия	Арматура А-III Ø 12	5.58 т	2307365	12875.1
		Арматура А-I Ø 8	0.367 т	2302123	844.88
		Бетон В 25	69.1 м ³	215082	14862.17
3	Колонны (24шт)	Арматура А-III Ø 28, Ø 25, Ø 22	0.477 т	2310725	1102.22
		Арматура А-III Ø 20, Ø 18, Ø 16	0.356 т	2307365	821.42
		Арматура А-I Ø 8, Ø 6	0.246 т	2302123	566.32
		Бетон В 25	12.7 м ³	215082	2731.54
	Ригели (24шт)	Арматура А-III Ø 22	0.053 т	2310725	122.47
		Арматура А-III Ø 20, Ø 18, Ø 16, Ø 14, Ø 12	1.28 т	2307365	2953.43
		Арматура А-I Ø 8	0.486 т	2302123	1118.83
		Бетон В 25	17.8 м ³	215082	3828.46
	Плита перекрытия	Арматура А-III Ø 12, Ø 14	5.74 т	2307365	13244.28
		Арматура А-I Ø 8	0.32 т	2302123	736.68
		Бетон В 25	60.2 м ³	215082	12947.94
	4	Колонны (24шт)	Арматура А-III Ø 28, Ø 25, Ø 22	0.283 т	2310725
Арматура А-III Ø 20, Ø 16			0.446 т	2307365	1029.08
Арматура А-I Ø 8, Ø 6			0.235 т	2302123	541
Бетон В 25			12.7 м ³	215082	2731.54
Ригели (24шт)		Арматура А-III Ø 20, Ø 18, Ø 16, Ø 14, Ø 12	1.18 т	2307365	2722.69
		Арматура А-I Ø 8	0.486 т	2302123	1118.83
		Бетон В 25	17.8 м ³	215082	3828.46
Плита перекрытия		Арматура А-III Ø 12	4.86 т	2307365	11213.79
		Арматура А-I Ø 8	0.32 т	2302123	736.68
		Бетон В 25	60.2 м ³	215082	12947.94

5	Колонны (24шт)	Арматура А-III Ø 25	0.102 т	2310725	235.69
		Арматура А-III Ø 20, Ø 18, Ø 16,	0.527 т	2307365	1215.98
		Арматура А-I Ø 8, Ø 6	0.197 т	2302123	453.52
		Бетон В 25	12.7 м ³	215082	2731.54
	Ригели (24шт)	Арматура А-III Ø 20, Ø 18, Ø 16, Ø 14, Ø 12	1.25 т	2307365	2884.21
		Арматура А-I Ø 8	0.486 т	2302123	1118.83
		Бетон В 25	17.8 м ³	215082	3828.46
	Плита перекрытия	Арматура А-III Ø 14, Ø 10,	5.01 т	2307365	11559.9
		Арматура А-I Ø 8	0.32 т	2302123	736.68
		Бетон В 25	60.2 м ³	215082	12947.94
6	Колонны (24шт)	Арматура А-III Ø 18, Ø 16	0.539 т	2307365	1243.67
		Арматура А-I Ø 6	0.17 т	2302123	391.36
		Бетон В 25	12.7 м ³	215082	2731.54
	Ригели (24шт)	Арматура А-III Ø 18, Ø 16, Ø 14, Ø 12	0.94 т	2307365	2168.92
		Арматура А-I Ø 8	0.486 т	2302123	1118.83
		Бетон В 25	17.8 м ³	215082	3828.46
	Плита перекрытия	Арматура А-III Ø 12	4.86 т	2307365	11213.79
		Арматура А-I Ø 8	0.32 т	2302123	736.68
		Бетон В 25	60.2 м ³	215082	12947.94
7	Колонны (24шт)	Арматура А-III Ø 18, Ø 16	0.539 т	2307365	1243.67
		Арматура А-I Ø 6	0.17 т	2302123	391.36
		Бетон В 25	12.7 м ³	215082	2731.54
	Ригели (23шт)	Арматура А-III Ø 18, Ø 16, Ø 14, Ø 12	0.83 т	2307365	1915.11
		Арматура	0.424 т	2302123	976.1

		А-I Ø 8, Ø 6			
		Бетон В 25	17.5 м ³	215082	3763.94
	Плита перекрытия	Арматура А-III Ø 12	5.53 т	2307365	12759.73
		Арматура А-I Ø 8	0.364 т	2302123	837.97
		Бетон В 25	68.5 м ³	215082	14733.12
1-7	Стены	Пеноблоки	403 м ³	180000	72540
	ИТОГО				425416.6

Полные результаты расчета ригельного каркаса приведены в Приложении 1.

3.2. Исследование работы монолитного безригельного каркаса

Теоретическое исследование работы безригельного каркаса основано на изучении возникающих усилий и деформаций в элементах каркаса под внешними воздействиями с учетом сеймики. Расчеты были выполнены на следующие виды загружений:

Загружение 1 – статическое загружение (собственный вес);

Загружение 2 – статическое загружение (постоянные нагрузки);

Загружение 3 – статическое загружение (временные нагрузки);

Загружение 4 – статическое загружение (ветер по X);

Загружение 5 – статическое загружение (ветер по Y);

Загружение 6 – динамическое загружение (сейсмика по оси X, три формы колебаний);

Загружение 7 – динамическое загружение (сейсмика по оси Y, три формы колебаний);

Загружение 8 – динамическое загружение (сейсмика по оси Z, три формы колебаний).

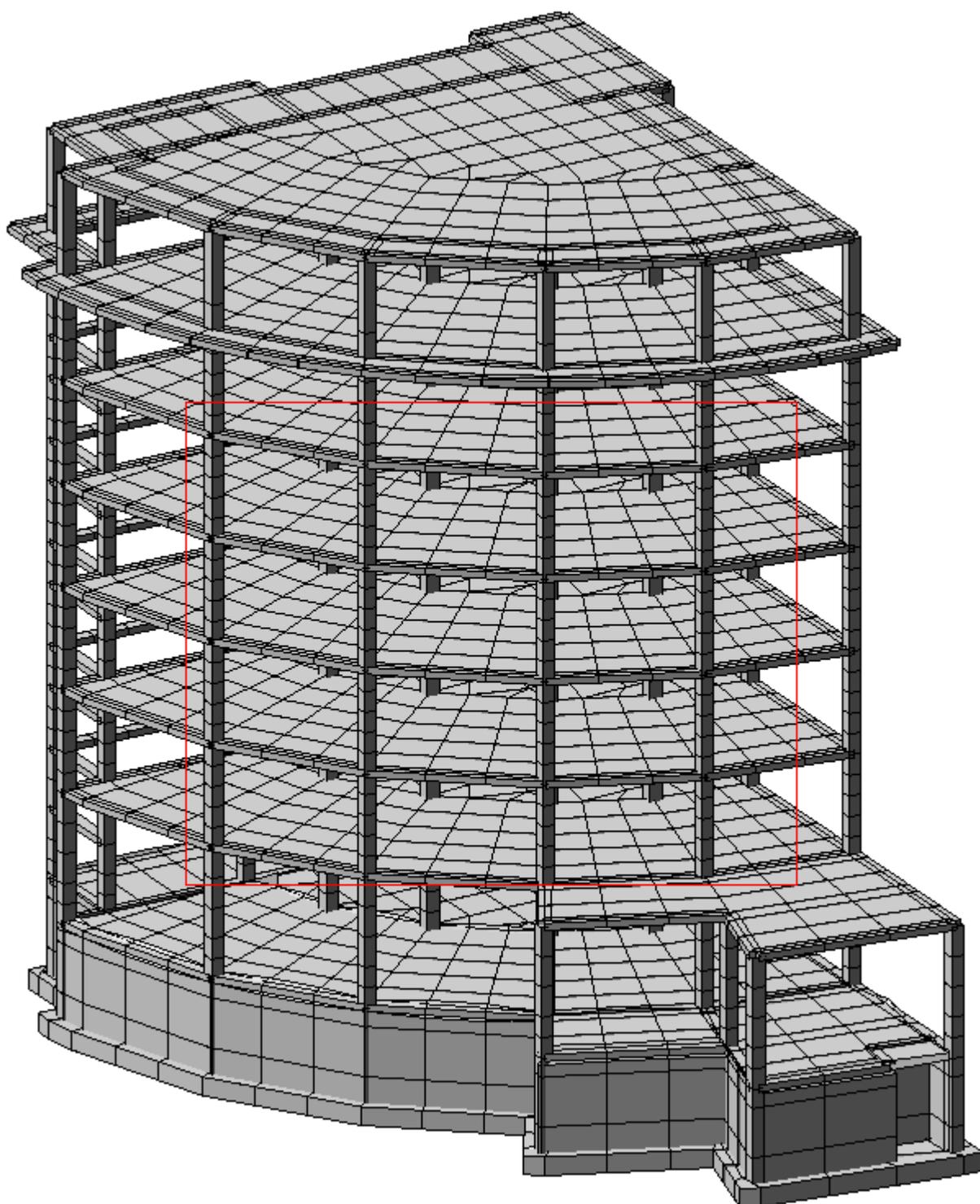


Рис 3.2. Пространственная модель безригельного каркаса

Выполненный расчет безригельного каркаса позволил определить собственные значения частот и периоды колебаний здания. Результаты расчета приведены в табл. 3.4.

Таблица 3.4.

**Собственные значения, частоты, периоды колебаний
безригельного каркаса**

№ п/п	собств. значения	частоты		периоды с	коэффициент распределения	модальная масса, %	
		рад/с	Гц				
1	2	3	4	5	6	7	
Собственные значения, частоты, периоды колебаний загрузки 6							
1	0.247504	4.040347	0.643367	1.554322	5.019656	7.100433	7.100433
2	0.229638	4.354679	0.693420	1.442127	12.799669	46.167291	53.267723
3	0.215537	4.639570	0.738785	1.353574	1.947112	1.068363	54.336086
Собственные значения, частоты, периоды колебаний загрузки 7							
1	0.247504	4.040347	0.643367	1.554322	11.876893	39.750497	39.750497
2	0.229638	4.354679	0.693420	1.442127	-5.381029	8.159577	47.910074
3	0.215537	4.639570	0.738785	1.353574	4.647114	6.085603	53.995677
Собственные значения, частоты, периоды колебаний загрузки 8							
1	0.247504	4.040347	0.643367	1.554322	11.876893	39.750497	39.750497
2	0.229638	4.354679	0.693420	1.442127	-5.381029	8.159577	47.910074
3	0.215537	4.639570	0.738785	1.353574	4.647114	6.085603	53.995677

В 7 графе приведена модальная масса, собранная из загрузки по трем формам колебания.

Были определены максимальные и минимальные перемещения узлов каркасов в пространстве (по осям X, Y и Z) при наиболее невыгодном нагружении (табл.3.5)

Таблица 3.5.

**Перемещения узлов безригельного каркаса
при сейсмическом воздействии**

Направление	Загрузка 6		Загрузка 7		Загрузка 8	
	Перемещение, мм		Перемещение, мм		Перемещение, мм	
	max	min	max	min	max	min
Ось	При второй форме колебания		При первой форме колебания		При первой форме колебания	
X	187	-2.01	185	-15	46.3	-3.74
Y	0.219	-78.2	263	-0.00021	65.9	5.32
Z	10.9	-8.11	7.05	-18	1.76	-4.51

По результатам выполненных расчетов были выбраны наиболее опасные нагружения и по усилиям, возникающим от их воздействия в элементах каркаса, назначались размеры сечений элементов, необходимые для надежной работы сооружения и обеспечивающие минимальные затраты материалов (табл. 3.6).

Таблица 3.6.

Расход материалов на безригельный каркас и его стоимость

Этаж	Конструкция	Материал	Объем	Стоимость за одну единицу (сум)	Полная стоимость (тыс. сум)	
Подвал	Фундаментная плита	Арматура А-III Ø 14	8.83 т	2307365	20374.03	
		Арматура А-I Ø 8	0.919 т	2302123	2115.65	
		Бетон В 25	218.9 м ³	215082	47081.45	
1	Колонны (28шт)	Арматура А-III Ø 25, Ø 22	0.373 т	2310725	861.90	
		Арматура А-III Ø 20, Ø 18, Ø 16	0.671 т	2307365	1548.24	
		Арматура А-I Ø 8, Ø 6	0.363 т	2302123	835.67	
		Бетон В 25	18.8 м ³	215082	4043.54	
	Пояса (21шт)	Арматура А-III Ø 12	0.41 т	2307365	946.02	
		Арматура А-I Ø 6	0.185 т	2302123	425.89	
		Бетон В 25	10.2 м ³	215082	2193.84	
	Плита перекрытия	Арматура А-III Ø 12	6.26 т	2307365	14444.10	
		Арматура А-I Ø 8	0.411 т	2302123	946.17	
		Бетон В 25	77.5 м ³	215082	16668.86	
	2	Колонны (24шт)	Арматура А-III Ø 18, Ø 16	0.56 т	2307365	1292.12
			Арматура А-I Ø 8, Ø 6	0.23 т	2302123	529.49
Бетон В 25			12.7 м ³	215082	2731.54	
Пояса (18шт)		Арматура А-III Ø 28,	0.405 т	2310725	935.84	

		Ø 25, Ø 22				
		Арматура А-III Ø 20, Ø 18, Ø 16	0.692 т	2307365	1596.7	
		Арматура А-I Ø 8	0.31 т	2302123	713.66	
		Бетон В 25	9.5 м ³	215082	2043.28	
	Плита перекрытия	Арматура А-III Ø 14	7.6 т	2307365	17535.97	
		Арматура А-I Ø 8	0.367 т	2302123	844.88	
Бетон В 25		69.1 м ³	215082	14862.17		
3	Колонны (24шт)	Арматура А-III Ø 18, Ø 16	0.56 т	2307365	1292.12	
		Арматура А-I Ø 8, Ø 6	0.23 т	2302123	529.49	
		Бетон В 25	12.7 м ³	215082	2731.54	
	Пояса (14шт)	Арматура А-III Ø 25, Ø 22	0.526 т	2310725	1215.44	
		Арматура А-III Ø 18, Ø 16, Ø 12	0.361 т	2307365	832.96	
		Арматура А-I Ø 8, Ø 6	0.26 т	2302123	598.55	
		Бетон В 25	8.2 м ³	215082	1763.67	
	Плита перекрытия	Арматура А-III Ø 14	6.62 т	2307365	15274.76	
		Арматура А-I Ø 8	0.32 т	2302123	736.68	
		Бетон В 25	60.2 м ³	215082	12947.94	
	4	Колонны (24шт)	Арматура А-III Ø 18, Ø 16	0.539 т	2307365	1243.67
			Арматура А-I Ø 8, Ø 6	0.208 т	2302123	478.84
Бетон В 25			12.7 м ³	215082	2731.54	
Пояса (14шт)		Арматура А-III Ø 25	0.288 т	2310725	665.49	
		Арматура А-III Ø 20, Ø 18, Ø 16	0.601 т	2307365	1386.73	
		Арматура А-I Ø 8	0.268 т	2302123	616.97	
		Бетон В 25	8.2 м ³	215082	1763.67	
Плита перекрытия		Арматура А-III Ø 14, Ø 12	5.74 т	2307365	13244.28	
		Арматура А-I Ø 8	0.32 т	2302123	736.68	

		Бетон В 25	60.2 м ³	215082	12947.94
5	Колонны (24шт)	Арматура А-III Ø 18, Ø 16	0.539 т	2307365	1243.67
		Арматура А-I Ø 8, Ø 6	0.208 т	2302123	478.84
		Бетон В 25	12.7 м ³	215082	2731.54
	Пояса (14шт)	Арматура А-III Ø 25, Ø 22	0.395 т	2310725	912.74
		Арматура А-III Ø 20, Ø 18, Ø 16,	0.469 т	2307365	1082.15
		Арматура А-I Ø 8	0.268 т	2302123	616.97
		Бетон В 25	8.2 м ³	215082	1763.67
	Плита перекрытия	Арматура А-III Ø 14, Ø 12	5.74 т	2307365	13244.28
		Арматура А-I Ø 8	0.32 т	2302123	736.68
		Бетон В 25	60.2 м ³	215082	12947.94
6	Колонны (24шт)	Арматура А-III Ø 16	0.501 т	2307365	1020.72
		Арматура А-I Ø 6	0.17 т	2302123	391.36
		Бетон В 25	12.7 м ³	215082	2731.54
	Пояса (14шт)	Арматура А-III Ø 25	0.381 т	2310725	880.39
		Арматура А-III Ø 20, Ø 18, Ø 16, Ø 14	0.431 т	2307365	994.47
		Арматура А-I Ø 8	0.268 т	2302123	616.97
		Бетон В 25	8.2 м ³	215082	1763.67
	Плита перекрытия	Арматура А-III Ø 12	4.86 т	2307365	11213.79
		Арматура А-I Ø 8	0.32 т	2302123	736.68
		Бетон В 25	60.2 м ³	215082	12947.94
7	Колонны (24шт)	Арматура А-III Ø 16	0.501 т	2307365	1020.72
		Арматура А-I Ø 6	0.17 т	2302123	391.36
		Бетон В 25	12.7 м ³	215082	2731.54
	Пояса (14шт)	Арматура А-III Ø 20, Ø 18, Ø 16, Ø 14, Ø 12	0.627 т	2307365	1446.72
		Арматура	0.251 т	2302123	577.83

		А-I Ø 8, Ø 6			
		Бетон В 25	8.2 м ³	215082	1763.67
	Плита перекрытия	Арматура А-III Ø 12	5.53 т	2307365	12759.73
		Арматура А-I Ø 8	0.364 т	2302123	837.97
		Бетон В 25	68.5 м ³	215082	14733.12
1-7	Стены	Пеноблоки	438 м ³	180000	78840
	ИТОГО				413468.6

Полные результаты расчета безригельного каркаса приведены в Приложении 2.

3.3. Исследование работы каркаса с заполнением

Теоретическое исследование работы каркаса с заполнением основано на изучении возникающих усилий и деформаций в элементах каркаса под внешними воздействиями с учетом сеймики. Расчеты были выполнены на следующие виды загружений:

Загружение 1 – статическое нагружение (собственный вес);

Загружение 2 – статическое нагружение (постоянные нагрузки);

Загружение 3 – статическое нагружение (временные нагрузки);

Загружение 4 – статическое нагружение (ветер по X);

Загружение 5 – статическое нагружение (ветер по Y);

Загружение 6 – динамическое нагружение (сейсмика по оси X, три формы колебаний);

Загружение 7 – динамическое нагружение (сейсмика по оси Y, три формы колебаний);

Загружение 8 – динамическое нагружение (сейсмика по оси Z, три формы колебаний).

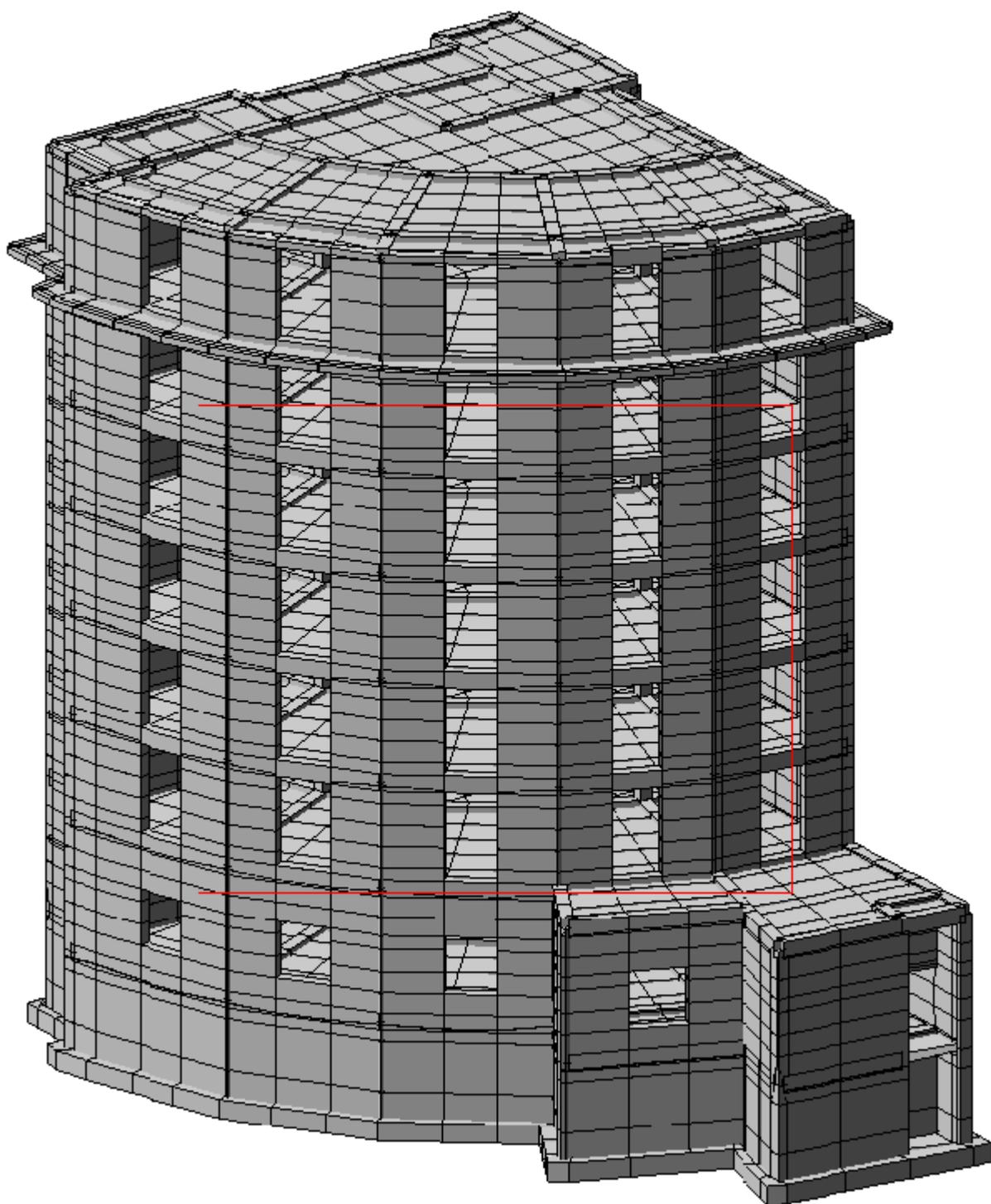


Рис 3.3. Пространственная модель каркаса с заполнением

Выполненный расчет каркаса с заполнением позволил определить собственные значения частот и периоды колебаний здания. Результаты расчета приведены в табл. 3.7.

Таблица 3.7.

Собственные значения, частоты, периоды колебаний
каркаса с заполнением

№ п/п	собств. значения	частоты		периоды с	коэффициент распределения	модальная масса, %	
		рад/с	Гц				
1	2	3	4	5	6	7	
Собственные значения, частоты, периоды колебаний загрузки 6							
1	0.142092	7.037671	1.120648	0.892341	16.005909	49.507663	49.507663
2	0.119174	8.391118	1.336165	0.748410	-7.908695	12.087079	61.594742
3	0.086842	11.515223	1.833634	0.545365	-1.631668	0.514488	62.109230
Собственные значения, частоты, периоды колебаний загрузки 7							
1	0.142092	7.037671	1.120648	0.892341	7.995153	12.352797	12.352797
2	0.119174	8.391118	1.336165	0.748410	15.485535	46.340869	58.693666
3	0.086842	11.515223	1.833634	0.545365	2.213565	0.946883	59.640549
Собственные значения, частоты, периоды колебаний загрузки 8							
1	0.142092	7.037671	1.120648	0.892341	7.995153	12.352797	12.352797
2	0.119174	8.391118	1.336165	0.748410	15.485535	46.340869	58.693666
3	0.086842	11.515223	1.833634	0.545365	2.213565	0.946883	59.640549

В 7 графе приведена модальная масса, собранная из загрузки по трем формам колебания.

Были определены максимальные и минимальные перемещения узлов каркасов в пространстве (по осям X, Y и Z) при наиболее невыгодном нагружении (табл.3.8)

Таблица 3.8.

Перемещения узлов каркаса с заполнением
при сейсмическом воздействии

Направление	Загрузка 6		Загрузка 7		Загрузка 8	
	Перемещение, мм		Перемещение, мм		Перемещение, мм	
	max	min	max	min	max	min
Ось	При первой форме колебания		При второй форме колебания		При второй форме колебания	
X	104	0	9.79	63.1	2.45	-15.8
Y	55	-0.00153	107	-0.00095	26.8	-0.00024
Z	17.8	-21.1	18	-19.6	4.49	-4.9

По результатам выполненных расчетов были выбраны наиболее опасные нагружения и по усилиям, возникающим от их воздействия в элементах

каркаса, назначались размеры сечений элементов, необходимые для надежной работы сооружения и обеспечивающие минимальные затраты материалов (табл. 3.9).

Таблица 3.9.

Расход материалов на каркас с заполнением и его стоимость

Этаж	Конструкция	Материал	Объем	Стоимость за одну единицу (сум)	Полная стоимость (тыс. сум)	
Подвал	Фундаментная плита	Арматура А-III Ø 14	8.83 т	2307365	20374.03	
		Арматура А-I Ø 8	0.919 т	2302123	2115.65	
		Бетон В 25	218.9 м ³	215082	47081.45	
1	Колонны (28шт)	Арматура А-III Ø 22	0.05 т	2310725	115.54	
		Арматура А-III Ø 20, Ø 16, Ø 14, Ø 12	0.617 т	2307365	1423.64	
		Арматура А-I Ø 8, Ø 6	0.307 т	2302123	706.75	
		Бетон В 25	18.8 м ³	215082	4043.54	
	Ригели (30шт)	Арматура А-III Ø 16, Ø 14, Ø 12	0.972 т	2307365	2242.76	
		Арматура А-I Ø 8, Ø 6	0.408 т	2302123	939.27	
		Бетон В 25	20.4 м ³	215082	4387.67	
	Плита перекрытия	Арматура А-III Ø 12	6.26 т	2307365	14444.10	
		Арматура А-I Ø 6	0.231 т	2302123	531.79	
		Бетон В 25	77.5 м ³	215082	16668.86	
	2	Колонны (24шт)	Арматура А-III Ø 20, Ø 18, Ø 16, Ø 14, Ø 12	0.33 т	2307365	761.43
			Арматура А-I Ø 8, Ø 6	0.18 т	2302123	414.38
Бетон В 25			12.7 м ³	215082	2731.54	
Ригели (26шт)		Арматура А-III Ø 18, Ø 16, Ø 14, Ø 12	0.946 т	2307365	2182.77	
		Арматура А-I Ø 8, Ø 6	0.38 т	2302123	874.81	
		Бетон В 25	18.9 м ³	215082	4065.05	
Плита		Арматура	5.58 т	2307365	12875.1	

	перекрытия	А-III Ø 12			
		Арматура А-I Ø 6	0.206 т	2302123	474.24
		Бетон В 25	69.1 м ³	215082	14862.17
3	Колонны (24шт)	Арматура А-III Ø 20, Ø 14, Ø 12	0.307 т	2307365	708.36
		Арматура А-I Ø 8, Ø 6	0.175 т	2302123	402.87
		Бетон В 25	12.7 м ³	215082	2731.54
	Ригели (24шт)	Арматура А-III Ø 18, Ø 16, Ø 14, Ø 12	1.19 т	2307365	2745.76
		Арматура А-I Ø 8, Ø 6	0.474 т	2302123	1091.21
		Бетон В 25	17.8 м ³	215082	3828.46
	Плита перекрытия	Арматура А-III Ø 12	4.86 т	2307365	11213.79
		Арматура А-I Ø 6	0.19 т	2302123	437.4
		Бетон В 25	60.2 м ³	215082	12947.94
4	Колонны (24шт)	Арматура А-III Ø 20, Ø 12	0.295 т	2307365	680.67
		Арматура А-I Ø 8, Ø 6	0.172 т	2302123	395.97
		Бетон В 25	12.7 м ³	215082	2731.54
	Ригели (24шт)	Арматура А-III Ø 18, Ø 16, Ø 14, Ø 12	1.20 т	2307365	2768.84
		Арматура А-I Ø 8, Ø 6	0.477 т	2302123	1098.11
		Бетон В 25	17.8 м ³	215082	3828.46
	Плита перекрытия	Арматура А-III Ø 12	4.86 т	2307365	11213.79
		Арматура А-I Ø 6	0.19 т	2302123	437.4
		Бетон В 25	60.2 м ³	215082	12947.94
5	Колонны (24шт)	Арматура А-III Ø 18, Ø 12,	0.289 т	2307365	666.83
		Арматура А-I Ø 6	0.169 т	2302123	389.06
		Бетон В 25	12.7 м ³	215082	2731.54
	Ригели (24шт)	Арматура А-III Ø 18, Ø 16, Ø 14, Ø 12	0.824 т	2307365	1901.27

		Арматура А-I Ø 8, Ø 6	0.382 т	2302123	879.41
		Бетон В 25	17.8 м ³	215082	3828.46
	Плита перекрытия	Арматура А-III Ø 10	3.37 т	2307365	7775.82
		Арматура А-I Ø 6	0.19 т	2302123	437.4
		Бетон В 25	60.2 м ³	215082	12947.94
6	Колонны (24шт)	Арматура А-III Ø 18, Ø 12,	0.289 т	2307365	666.83
		Арматура А-I Ø 6	0.169 т	2302123	389.06
		Бетон В 25	12.7 м ³	215082	2731.54
	Ригели (24шт)	Арматура А-III Ø 18, Ø 16, Ø 14, Ø 12	0.787 т	2307365	1815.90
		Арматура А-I Ø 8, Ø 6	0.364 т	2302123	837.97
		Бетон В 25	17.8 м ³	215082	3828.46
	Плита перекрытия	Арматура А-III Ø 10	3.37 т	2307365	7775.82
		Арматура А-I Ø 6	0.19 т	2302123	437.4
		Бетон В 25	60.2 м ³	215082	12947.94
7	Колонны (24шт)	Арматура А-III Ø 18, Ø 12,	0.289 т	2307365	666.83
		Арматура А-I Ø 6	0.169 т	2302123	389.06
		Бетон В 25	12.7 м ³	215082	2731.54
	Ригели (23шт)	Арматура А-III Ø 18, Ø 16, Ø 14, Ø 12	0.721 т	2307365	1663.61
		Арматура А-I Ø 8, Ø 6	0.284 т	2302123	653.80
		Бетон В 25	17.5 м ³	215082	3763.94
	Плита перекрытия	Арматура А-III Ø 10	3.84 т	2307365	8860.28
		Арматура А-I Ø 6	0.234 т	2302123	538.7
		Бетон В 25	68.5 м ³	215082	14733.12
1-7	Стены	Кирпич	612.6 м ³	90675	55547.51
	ИТОГО				379063.6

Полные результаты расчета каркаса с заполнением приведены в Приложении 3.

3.4. Выбор рационального конструктивного решения многоэтажного гражданского здания для сейсмических районов строительства

В результате выполненных расчетов ригельного каркаса, безригельного каркаса и каркаса с заполнением были определены внутренние усилия, возникающие в их элементах, установлены перемещения отдельных характерных точек каркасов, а также выявлены условия устойчивости и колебаний каждой рассматриваемой конструктивной схемы. Кроме того, были назначены размеры сечений элементов, необходимые для надежной работы сооружения и обеспечивающие минимальные затраты материалов.

Так как наибольший интерес представляла работа конструктивных схем каркасов на сейсмические воздействия, то именно ее анализ и явился определяющим в выборе наиболее рационального конструктивного решения здания.

Были определены максимальные и минимальные перемещения узлов каркасов в пространстве (по осям X, Y и Z) при наиболее невыгодном нагружении (табл. 3.10).

Таблица 3.10

Перемещения узлов каркасов при сейсмическом воздействии

Направление	Загружение 6		Загружение 7		Загружение 8	
	Перемещение, мм		Перемещение, мм		Перемещение, мм	
	max	min	max	min	max	min
Ригельный каркас						
Ось	При первой форме колебания		При первой форме колебания		При первой форме колебания	
X	110	-8.49	114	-8.8	28.6	-2.2
Y	109	-0.00022	113	-0.00023	28.1	-5.78
Z	7.17	-12.8	7.43	-13.3	1.86	-3.33
Безригельный каркас						
Ось	При второй форме колебания		При первой форме колебания		При первой форме колебания	
X	187	-2.01	185	-15	46.3	-3.74
Y	0.219	-78.2	263	-0.00021	65.9	5.32
Z	10.9	-8.11	7.05	-18	1.76	-4.51

Каркас с заполнением						
Ось	При первой форме колебания		При второй форме колебания		При второй форме колебания	
	X	104	0	9.79	63.1	2.45
Y	55	-0.00153	107	-0.00095	26.8	-0.00024
Z	17.8	-21.1	18	-19.6	4.49	-4.9

Анализ значений, представленный в табл. 3.10 показывает, что наиболее рациональной схемой каркаса семиэтажного здания в условиях сейсмически опасной зоны является каркас с заполнением, так как у этой схемы период колебаний сокращается в 1,4 раз по сравнению с ригельным каркасом и в 1,7 раз по сравнению с безригельным каркасом; наибольшее перемещение по оси X меньше, соответственно, в 1,1 и 1,8 раз; наибольшее перемещение по оси Y меньше, соответственно в 1,05 и 2,4 раза и только перемещения по оси Z оказываются больше, чем у ригельного каркаса в 1,5 раза и безригельного каркаса в 1,2 раза.

Также оценка эффективности конструктивных схем каркасов была проведена по их полной ресурсной стоимости (табл. 3.11).

Таблица 3.11

Сводная таблица стоимости каркасов

Ригельный каркас	
Полная ресурсная стоимость каркаса (тыс.сум)	
425416.6	
Безригельный каркас	
Полная ресурсная стоимость каркаса (тыс.сум)	
413468.6	
Каркас с заполнением	
Полная ресурсная стоимость каркаса (тыс.сум)	
379063.6	

Полученные значения полной ресурсной стоимости конструктивных схем каркасов также подтвердили рациональность использования в

восьмибальном сейсмическом районе каркаса с заполнением. Его полная ресурсная стоимость на 11% меньше полной ресурсной стоимости ригельного каркаса и на 8,3% меньше полной ресурсной стоимости безригельного каркаса.

Выводы по главе

1. Исходя из исследования выявлено, что каркас с заполнением по сейсмическим сравнениям, т. е. по перемещению сейсмоустойчивее, чем ригельный каркас и безригельный каркас.

Каркас с заполнением показал, что у него период колебаний сокращается в 1,4 раз по сравнению с ригельным каркасом и в 1,7 раз по сравнению с безригельным каркасом; наибольшее перемещение по оси X меньше, соответственно, в 1,1 и 1,8 раз; наибольшее перемещение по оси Y меньше, соответственно в 1,05 и 2,4 раза и только перемещения по оси Z оказываются больше, чем у ригельного каркаса в 1,5 раза и безригельного каркаса в 1,2 раза.

2. Расчет ресурсной стоимости каркасов показал, что каркас с заполнением является дешевле, чем ригельный каркас и безригельный каркас.

Полная ресурсная стоимость каркаса с заполнением на 11% меньше полной ресурсной стоимости ригельного каркаса и на 8,3% меньше полной ресурсной стоимости безригельного каркаса.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Библиографический список

1. Абдурашидов К.С. Натурные исследования колебаний зданий и сооружений и методы их восстановления. Ташкент, Фан, 1974.-213 с.
2. Абдурашидов К.С., Айзенберг Я.М., Жунусов Т.Ж. Сейсмостойкость сооружений. М., Наука 1969.-192 с.
3. Айзенберг Я.М. Сооружения с выключающимися связями для сейсмических районов. М., Стройиздат, 1976.-229 с.
4. Бондаренко В.М., Бакиров Р.О., Назаренко В.Г., Римшин В.И. Железобетонные и каменные конструкции. М., Высшая школа. 2004.- 880 с.
5. Бондаренко В.М., Судницын А.И. Назаренко В.Г. Расчет железобетонных и каменных конструкций. М., Высшая школа. 1988. -303 с.
6. Борджес Дж. Ф., Равара А. Проектирование железобетонных конструкций для сейсмических районов: Пер. с англ./ Под ред. С. В. Полякова.- М.:Стройиздат, 1978.
7. Городецкий А.С., Батрак Л.Г., Городецкий Д.А., Лазнюк М.В., Юсипенко С.В. Расчет и проектирование конструкций высотных зданий из монолитного железобетона – Киев, «ФАКТ», 2004 – 104 с.
8. Дроздов П. Ф. Додонов М. И. Проектирование и расчет многоэтажных гражданских зданий и их элементов. – М.: Стройиздат, 1986. – 351 с.
9. Дыховичный Ю. А. Конструирование и расчет жилых и общественных зданий повышенной этажности. Стройиздат, Москва 1970 г.
10. ҚМҚ 2.01.03 – 96 Строительство в сейсмических районах – Т.: Госархитектстрой, 1996 – 174 с.

11. Мартемьянов А.И. Проектирование и строительство зданий и сооружений в сейсмических районах. М., Стройиздат, 1985.-255 с.
12. Поляков С.В. Сейсмостойкие конструкции зданий. М. "Высшая школа", 1969.- 333 с.
13. Попов Г. И. Совершенствование строительных конструкций и методов их расчетов. Издание МАДИ, 1988, 136 с.
14. Ханджи В. В. Расчет многоэтажных зданий со связевым каркасом. М., Стройиздат, 1977, 187 с.
15. <http://seismostroi.ru/p-3/>