

Министерство образования и науки Российской Федерации
ФГБОУ ВПО «Тамбовский государственный технический университет»

Факультет «Магистратура»

В.В. Леденев

ВЫСОТНЫЕ ЗДАНИЯ

Утверждено Методическим советом ТГТУ
в качестве учебного пособия для студентов магистратуры, обучающихся по
направлению 270100.68 «Строительство»

Тамбов

2014

Рецензент

д.т.н., проф. А.А. Кочкин

Декан инженерно-строительного факультета,

зав. кафедрой «Промышленное и гражданское строительство»;

д.т.н., проф. В.И. Леденев

зав. кафедрой «Городское строительство и автомобильные дороги»
Тамбовского государственного технического университета.

Утверждено Методическим советом ТГТУ

(протокол № 9 от 21.11.2014 г.)

СОДЕРЖАНИЕ

ВВЕДЕНИЕ.....	5
1 КРАТКИЙ ОБЗОР ИСТОРИИ ВЫСОТНОГО СТРОИТЕЛЬСТВА И СОВРЕМЕННЫЕ ТЕНДЕНЦИИ ЕГО РАЗВИТИЯ	12
1.1 Краткий обзор истории и основные направления развития высотного строительства.....	12
1.2 Современные методы и уровень развития существующих расчетных схем высотных зданий.....	17
1.3 Классификация несущих систем Х.Энгеля.....	26
1.4 Аэродинамика высотных зданий.....	42
1.5 Опыт строительства и технико-экономические.....	52
1.6 Технические условия на проектирование противопожарной защиты высотных зданий. Проблемы и пути решения.....	54
1.7 Определение основных направлений исследования конструкций высотных зданий.....	61
Основные выводы к главе 1	64
2 ОПРЕДЕЛЕНИЕ ОСНОВНЫХ ИСХОДНЫХ ДАННЫХ ДЛЯ ИССЛЕДОВАНИЯ ПОВЕДЕНИЯ ПОД РАЗЛИЧНЫМИ НАГРУЗКАМИ РАСЧЕТНЫХ СХЕМ ЗДАНИЙ, РАЗВИТЫХ В ВЕРТИКАЛЬНОЙ ПЛОСКОСТИ.....	65
2.1 Конструктивные схемы высотных зданий. Достоинства и недостатки	66
2.2 Требования к высотным зданиям.....	74
2.3 Постановка задачи и выбор исследуемой конструктивной модели	77
2.4 Учет деформаций перекрытий в своей плоскости	79
2.5 Методики расчета.....	81
2.6 Расчетные модели зданий.....	91
2.7 Мониторинг при строительстве.....	92
2.8 Определение исходных данных, необходимых для расчета высотных зданий на различные виды воздействий	97
Основные выводы к главе 2	100
3 ИССЛЕДОВАНИЕ ФОРМИРОВАНИЯ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАН- НОГО СОСТОЯНИЯ ВЫСОТНЫХ ЗДАНИЙ РАМНО-СВЯЗЕВОЙ КОНСТРУКТИВНОЙ СХЕМЫ НА ЭТАПЕ ВОЗВЕДЕНИЯ	101
3.1 Учета истории возведения при определении напряженно-деформированного состояния рамных и рамно-связевых схем.....	103
3.2 Факторы, влияющие на формирование напряженно-деформированного	

состояния здания.....	108
3.3 Универсальная методика определения напряженно-деформированного состояния зданий с учетом последовательности возведения	121
3.4. Применение модифицированного метод котурных и расчет точек в задачах устойчивости.....	133
Основные выводы к главе 3	144
4 ИССЛЕДОВАНИЕ ФОРМИРОВАНИЯ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ВЫСОТНЫХ ЗДАНИЙ НА ЭТАПЕ ИХ ЭКСПЛУАТАЦИИ ПРИ ДЕЙСТВИИ РАЗЛИЧНЫХ НАГРУЗОК.....	147
4.1 Учет работы диафрагм жесткости на вертикальную нагрузку.	147
4.2 Анализ напряженно-деформированного рамно-связевых зданий при сейсмическом воздействии различной продолжительности	168
4.3 Устойчивости высотных зданий к прогрессирующему разрушению.....	201
4.4 Основные выводы к главе 4	230
Основные выводы.....	232
Список литературы	236
Приложения.....	246
1 УДК – 69.07. Конструктивные решения уникальных зданий и сооружений.....	246
2 УДК – 693.8. Обеспечение устойчивости к прогрессирующему разрушению высотных зданий.....	255
3 УДК – 693.5. Экспериментальное исследование напряженно-деформированного состояния конструкций высотного здания.....	266

В работе над книгой участвовал магистрант Чхум Амнот.

ВВЕДЕНИЕ

Объемы строительства зданий повышенной этажности, в том числе и высотных, как в России, так и в мире, с каждым годом значительно увеличиваются. Объясняется это, во-первых, нехваткой территории в экономически перспективных районах, а также необходимостью концентрации административных зданий в финансовых центрах. Во-вторых, стремлением государств в целом, и отдельных организаций в частности, показать свою независимость, уровень научного, технологического и экономического прогресса, т.е. все то, что олицетворяют собой высотные здания, как наиболее сложные с точки зрения проектирования.

Массовое строительство высотных зданий в России началось сравнительно недавно, около 15 лет назад, в то время как мировая история насчитывает более ста лет. Несмотря на то, что в отечественной практике строительства существуют высотные здания и сооружения, построенные более 60 лет назад – «сталинские высотки», однако, они явились уникальными объектами, возведенными по индивидуальным разработкам, не вошедшим в нормативные документы, при этом многие из предложенных решений были забыты и утеряны. В настоящее время, отсутствие завершенной общероссийской документации, регламентирующей проектирование высотных зданий, является одной из основных проблем в данной области, не позволяющей возводить в полной мере надежные высотные здания, по всей территории РФ.

Нормативные документы, созданные в последнее десятилетие, в основном привязаны к Московской области. При этом они представляют собой практически переписанные, с увеличенными коэффициентами запаса прочности, советские строительные нормы и правила 70 – 80-х годов двадцатого века, регламентировавшие строительство зданий до 25 этажей, и то при определенных “благоприятных” условиях (отсутствие сейсмичности, слабых грунтов и т.п.) [1,2,3].

Как известно, проектирование и строительство высотных зданий, как систем развитых в вертикальной плоскости, ставит перед проектными организациями задачи точного и достоверного расчёта обозначенного типа зданий с учетом множества различных факторов, особенно в районах с большими горизонтальными нагрузками (ветровыми, сейсмическими). Для определения истинного напряженно-деформированного состояния всех несущих конструкций здания необходимо получить большое количество данных об их поведении не только под статическими, но и под различными динамическими нагрузками (сейсмическими, ветровыми, техногенными). Необходима также информация о величинах этих нагрузок, об их влиянии на все здание и на характер перераспределения между его отдельными несущими элементами, который во многом зависит от характера распределения элементов различной продольной и изгибной жесткости, причем не только в плане, но и по высоте. Именно поэтому, определяющее значение на прочность, устойчивость и живучесть здания оказывает его конструктивная схема, что в свою очередь требует от проектировщиков знания практически всех особенностей применяемых конструктивных схем высотных зданий. При этом основополагающим вопросом, в исследовании характера работы той или иной конструктивной схемы, является выбор расчетной модели здания, а также того или иного метода расчета, от которого зависит достоверность получаемых впоследствии результатов.

Актуальность работы выбранного направления исследований заключается, прежде всего, в значимости данного вопроса для отечественной строительной отрасли в целом и для строительной механики в частности, вытекающей, с одной стороны, из ежегодного увеличивающегося объема строительства зданий повышенной этажности, и, с другой стороны, необходимостью и актуальностью дальнейшего развития методов их расчета. При этом совершенствование таких методов, тесно связано с дальнейшими исследованиями в области моделирования расчетных схем реальных объектов, путем более детального, всеобъемлющего и в то же время обоснованного учета

факторов, влияющих на формирование их НДС. Поскольку только это обеспечит дальнейшее развитие строительной механики, как науки о расчете сооружений на прочность, жесткость и устойчивость [4].

При этом стоит отметить, что по настоящее время строительная механика развивалась в основном по пути исследований работы зданий по горизонтали, иными словами, развитых в плане. Это и отразилось в формировании многих книг и учебников по строительной механике [5,6,7], которые ориентированы на рассмотрение зданий именно в таком направлении. Хотя проведенные, как собственные исследования [8-12,13-15], так и исследования таких ученых как – А.М. Белостоцкий, Г.А. Гениев, А.С. Городецкий, Ю.А. Дыховичный, А.С. Залесов, Г.Г. Кашеварова, О.В. Мкртычев, и многих других [16,17,18,19], показали, что распространение на высотные здания, допущений и идеализаций, вводимых для малоэтажных систем, а также проведение аналогий с ними, является лишь отчасти верным. Из-за принципиально иной работы высотных зданий, связанной с проявлением и нарастанием степени влияния, факторов, не учитываемых из-за малости, в малоэтажных зданиях. Например, вертикальной податливости элементов, последовательности возведения здания и других. Причем эта особенность работы высотных зданий является общей, т.е. используя результаты, полученные для высотных зданий можно перейти к малоэтажным, считая их как частный случай. Таким образом, указанное выше, еще в большей степени свидетельствует об актуальности исследования работы расчетных схем здания и сооружений, развитых по высоте. Поскольку они являются необходимыми для дальнейшего развития строительной механики в целом.

Следует отметить, что с каждым годом появляются все более совершенные методики расчета зданий, но все еще остается много проблемных, а подчас и спорных вопросов, среди них, такие как:

- учет последовательности возведения зданий и сооружений, особенно его влияние на формирование напряженно-деформированного состояния элементов здания с различными конструктивными схемами;

- влияние продольных деформаций колонн и диафрагм на общее напряженное деформированное состояние каркаса;
- необходимость учета совместной работы рам и диафрагм не только на горизонтальные, но и на вертикальные нагрузки;
- необходимость учета собственных колебаний зданий при расчете на динамические нагрузки; (при расчете применяются СНиПы 80-х годов, которые не учитывают их влияние) [20,21,22];
- какие факторы влияют на формирование НДС развитых по вертикали систем, и каковы пределы использования методов расчета, ориентированных на малоэтажные системы, при проектировании высотных зданий;
- устойчивость высотного здания при действии статических и динамических нагрузках, и, как следствие, его живучесть. Одной из мер повышения живучести высотного здания, согласно материалам докладов на различных конференциях, является увеличение прочности конструкции, то же самое и предполагают нормы [23], хотя как показывают многие наблюдения проводимые исследователями [24,25,26] данная мера подчас не оправдана и приводит лишь к удорожанию здания;
- является ли увеличение коэффициентов надёжности достаточно приемлемым и надёжным способом повышения прочности и устойчивости к прогрессирующему обрушению зданий и сооружений;
- не определена чувствительность высотного здания к неравномерным осадкам основания, методика их учет и конструктивные способы, позволяющие избежать неблагоприятных последствий их возникновения;
- не разработаны надежные способы обеспечения устойчивости к прогрессирующему разрушению, а также эффективные методы расчета зданий при возможных аварийных ситуациях;
- отсутствуют универсальные алгоритмы и методы расчета высотных зданий на различные виды воздействий, учитывающие в том числе этапность возведения.

Цель работы является всестороннее исследование прочности высотных каркасных зданий с рамно-связевой конструктивной схемой и их устойчивости к прогрессирующему обрушению, а также доработка и уточнение методов их расчета, как сложных расчетных моделей, развитых в вертикальной плоскости, согласно полученным данным о работе конструкций на различных этапах возведения и эксплуатации здания. Указанная цель, в первую очередь, подразумевает исследование механизмов формирования НДС несущих элементов каркаса здания на различных этапах возведения и эксплуатации, а также изучение влияния на них элементов повышенной жесткости (диафрагм, развитых колонн) не только при статических, но и при динамических (сейсмических) нагрузках с учетом собственных колебаний. Кроме того, в цель работы, входит разработка методики расчета, позволяющей достоверно производить статические и динамические расчеты зданий, в том числе и их фрагментов, с учетом последовательности их возведения, одновременно учитывая податливость элементов в их взаимодействии, собственные и собственные сопутствующие колебания, и другие факторы, без снижения точности и увеличения трудоемкости расчета.

Научная новизна. Исследования заключаются в следующем:

- 1 доказана существенная роль фактора продольной деформативности вертикальных несущих элементов каркаса, в формировании НДС высотного здания в целом, как на этапе его возведения, так и на этапе эксплуатации;
- 2 предложена методика расчета, позволяющая достоверно определять НДС здания с учетом последовательности возведения, продольной податливости элементов, без увеличения трудоемкости расчетов;
- 3 определены факторы, влияющие на формирование НДС элементов каркаса высотного здания, при учете совместной работы диафрагм и колонн, как на горизонтальные, так и на вертикальные нагрузки, а также исследованы механизмы формирования НДС здания с учетом указанной работы диафрагм;
- 4 проанализировано поведение высотного здания при динамическом воздействии, кинематического характера различной продолжительности;

5 исследован механизм формирования НДС элементов каркаса здания, при локальном повреждении его несущих конструкций и установлены основные влияющие факторы – изменение расчетной схемы горизонтальных элементов и влияние продольной податливости вертикальных элементов;

6 на основании обобщенного анализа полученных результатов, как в теоретической, так и в экспериментальной части исследования, разработаны рекомендации по повышению адекватности расчетных моделей реальному поведению несущих элементов здания, устраняющие несовершенства применяемых в настоящее время методов расчета.

Практическая значимость работы обозначенной цели исследования, таким образом, заключается в направленности исследования на решения первостепенных проблем в области развития методов расчета и обеспечения прочности и устойчивости высотных зданий, а именно в части более полного учета факторов влияющих на формирование НДС высотного здания, как системы развитой по высоте. Кроме того проводимые в рамках диссертации исследования были направлены и на последующую практическую реализацию как в нормативных документах, так и при разработке конкретных конструктивных решений высотных зданий. Именно поэтому исследования охватывают весь «жизненный» цикл здания. Кроме того, как будет отмечено далее в диссертации, поставленная задача исследования работы систем развитых по высоте, не только при действии различных нагрузок, но и на различных этапах возведения и эксплуатации изучаемых объектов, позволила определить общие особенности, влияния тех или иных факторов, на каждом из этапов. Это в свою очередь позволило установить взаимосвязи между различными этапами возведения и эксплуатации здания, а также позволило установить совместное влияние некоторых из обнаруженных в диссертации факторов, на общее напряженно-деформированное состояние системы. Рассмотрение, которых в отдельности друг от друга, как будет показано далее, может привести к существенной неточности в определении истинного НДС

здания, что в свою очередь предопределило их низкую устойчивость к разрушению, в том числе и прогрессирующему.

Задачи исследования

При исследовании использовались методы строительной механики, в частности метод конечных элементов, методы сил, перемещений, контурных и расчетных точек и другие. Кроме того, широко использовался метод эмпирического исследования, а именно компьютерное моделирование поведения конструкций здания в конечно-элементной среде, анализ и синтез полученных результатов, и сравнение их с теоретическими результатами исследования, полученными с использованием общих методов строительной механики, сопротивления материалов и теории упругости.

На защиту выносятся следующие результаты исследований:

- установленные факторы влияния диафрагм на формирование напряженно-деформированного состояния элементов каркаса, вызванные совместной работой диафрагм и колонн на вертикальные и горизонтальные нагрузки;
- результаты анализа и основные закономерности поведения высотного здания, рамно-связевой схемы, при сейсмическом или ином динамическом воздействии кинематического характера различной продолжительности;
- результаты статического и динамического анализа и основные факторы, влияющие на изменение НДС высотного каркасного здания при локальном повреждении его несущих элементов.
- пример экспериментального определения в аэродинамической трубе Научно-исследовательский институт (НИИ) механики МГУ аэродинамических характеристик макета высотного здания ($H = 188$ м).

1 КРАТКИЙ ОБЗОР ИСТОРИИ ВЫСОТНОГО СТРОИТЕЛЬСТВА И СОВРЕМЕННЫЕ ТЕНДЕНЦИИ ЕГО РАЗВИТИЯ

1.1 Краткий обзор истории и основные направления развития высотного строительства

Строительство высотных и зданий повышенной этажности имеет почти вековую историю. В 1913 году в Нью-Йорке было построено здание Woolworth Building высотой 241 м (57 этажей). Затем были возведены здания Empire State Building (102 этажа, высота 381 м, с антенной - 448 м), World Trade Center представляющий собой две башни в Нью-Йорке (415, 417 м), Sears Tower (442 м) в Чикаго и др. В Европе самое высокое здание – Commerzbank, было построено в 1997 г. во Франкфурте-на-Майне. Его высота составляет 259 м, высота с антенной – 300 м. Здание занимает 24-ое место в мире по высоте. Это здание существенно отличается от иных высотных зданий. В нём используется главным образом естественное освещение и естественная вентиляция, имеется атриум, проходящий от уровня земли до верхнего этажа, из каждого офиса или части здания открывается вид на город. Спирально по всему зданию расположены зимние сады, улучшающие микроклимат и создающие комфортную рабочую обстановку. Это здание специалисты называют первым в мире “экологичным высотным зданием”. Ни одно другое европейское здание не входит в список пятидесяти самых высоких небоскрёбов мира.

Вместе с тем, следует заметить, что в настоящее время европейцы отказались от дальнейшего строительства высотных зданий. Заметим, что после установки в декабре 2003 г. шпиля на вершине комплекса "Триумф-Палас", построенного компанией "Дон Строй", он признан самым высоким жилым зданием в Европе и занесён в книгу рекордов Гиннеса. Его высота составила 264,1 м [27,28,29,30,31].

В последние годы, строительство самых высоких зданий ведётся в Малайзии, Тайване, Китае, причем в последней стране, в начале 2010 г. было сдано в эксплуатацию самое высокое здание в мире – Бурдж Дубай (Бурдж Халиф), высота которого составляет 828 м. Данное здание в полной мере соответствует понятию «город в городе».

За всю свою эту небольшую, но значимую историю высотного строительства было накоплено большое количество разнообразного материала, как в области расчета, так и в технологии возведения зданий. Особенно большой опыт в высотном строительстве имеет США и Япония. В России вопрос строительства высотных зданий стал особенно актуальным в последние 10-15 лет, когда из-за нехватки земли в особо важных, экономически перспективных районах, появилась необходимость более плотной и высотной застройки. Это в свою очередь привело к постройке зданий повышенной этажности.

Темпы развития высотного строительства в России, особенно в Москве, постоянно увеличиваются. В соответствии с постановлением Правительства Москвы от 02 февраля 1999 г. № 80 и последующими Законодательными Актами принята комплексная инвестиционная программа "Новое кольцо Москвы", которой предусматривается строительство 60 (сейчас фигурирует цифра-97) высотных многофункциональных комплексов.

Автором концепции правительственной программы и управляющей компанией является корпорация "КОНТИ". Программа строительства рассчитана на 15 лет и потребует инвестиций в размере более 5 млрд. долларов США. Первая очередь включает семь зданий, которые будут опоясывать город по его срединной линии, сохраняя исторический символ Москвы - "Кольцо".

Вопрос высотного строительства в России является одним из важнейших в строительной области. Об этом свидетельствует и большое число конференций, семинаров и выставок по этой проблеме, проводимых в последнее время. Достаточно отметить, что только за последние 3 года эти проблемы уже затрагивались: в секции "Комплексное обеспечение проектирования,

возведения и эксплуатации многофункциональных и высотных зданий" на Московской конференции-выставки "Уникальные и специальные технологии в строительстве UST-BUILD-2004"; на семинаре "Актуальные вопросы высотного строительства в Москве", прошедшем 13 мая 2004 года в рамках IX Международной выставки архитектуры и дизайна – АРХ МОСКВА (организатор Холдинг "Капитал Групп"); на семинаре "Опыт высотного строительства в США", организованном Департаментом градостроительной политики, развития и реконструкции города Москвы; на круглом столе по проблеме "Безопасность жилья и городской среды и её нормативно-правовое обеспечение", организованном РААСН в Москве, в Центральном доме архитекторов; на научно-практическом семинаре-совещании в Росгидромете "Гидрометеорологическая безопасность"; на семинаре МГСУ "Строительство-формирование безопасной среды жизнедеятельности", организованной в рамках международного форума "Технологии безопасности" [32,33].

Конечно, дополнительные расходы окупаются. В 20-этажном Доме на Поклонной горе (инвестор — компания "РОССТРО") последние этажи были проданы первыми. Так, по расчетам специалистов "Петротреста", жилье в высотках готовы приобретать 20-25% потенциальных покупателей квартир на рынке недвижимости и это, несмотря на то, что именно в отечественной высотной строительной индустрии существует огромное количество нерешенных проблем. Особенно это ощущается в области методов и теории расчета высотных зданий на прочность и устойчивость, так как даже, несмотря на развитие вычислительной техники, используются теории, разработанные 70-80 гг. прошлого века. Допущения, принимаемые в них, например, пренебрежение податливости вертикальных несущих конструкций, не позволяют эффективно и адекватно оценивать НДС элементов несущей системы здания [34,35]. Это в свою очередь приводит либо к необоснованному увеличению коэффициентов запасов прочности и, следовательно, к удорожанию зданий, либо к появлению скрытых дефектов, значительно снижающих прочность здания в целом.

Одной из основных проблем проектирования высотных зданий, является сложность обеспечения их прочности и жесткости, при действии различных горизонтальных воздействий (ветровых и сейсмических), влияние которых, значительно больше, чем в малоэтажных зданиях, и сопоставимо с влиянием гравитационных сил. При этом, стоит отметить, что если для определения величин ветровых нагрузок уже существуют достаточно точные методики, то с сейсмическими воздействиями, картина намного более неопределённая. Современные отечественные методы расчета и прогнозирования землетрясений базируются на результатах исследований, проведенных еще в прошлом веке, которые из-за отсутствия достаточно точных технических средств представляют собой лишь частные случаи, не применимые к описанию землетрясений в любом регионе. При этом практически отсутствуют исследования в части влияния длительности действия сейсмического или иного динамического воздействия передаваемого высотному зданию кинематическим путем через смещения основания [36,37].

Разрушительные землетрясения являются грозными явлениями природы. В истории человечества хранится память о целом ряде сейсмических катаклизмов, в том числе и произошедших в последние несколько лет, результатом которых явились многочисленные человеческие жертвы и огромный материальный ущерб. Из последних стоит вспомнить недавние землетрясения в Индонезии, Китае и разрушительное землетрясение в Гаити и в Японии, унесшие жизни сотен тысяч людей, при этом миллионы остались без жилья, а нанесенный ущерб превысил десятки миллиардов долларов США [38]. Стоит отметить, что сейсмические наблюдения, в своей простейшей форме, велись с древнейших времен. Параллельно с изучением землетрясений возникали и попытки защитить от них здания и сооружения. В результате анализа памятников древней архитектуры, расположенных в сейсмических районах, установлено, что их строители учитывали опасность землетрясений и предусматривали специальные защитные меры при разработке конструктивной

схемы зданий и сооружений. Однако антисейсмические мероприятия древности базировались на эмпиризме и инженерной интуиции.

Первая попытка создать теоретические методы расчёта и проектирования сейсмостойких зданий и сооружений, было сделано в 1900 году японским ученым Ф. Омори [39]. С целью анализа сейсмических сил в сооружениях Омори провел специальные опыты с кирпичными столбиками, которые устанавливались на сейсмической платформе, и их основанию сообщались горизонтальные гармонические колебания. Увеличивая интенсивность колебаний, столбики доводились до разрушения, при этом определялись наибольшие ускорения и разрушающие инерционные силы. На основе результатов этих опытов Омори была разработана методика определения сейсмических сил, получившая название статической теории сейсмостойкости.

Этой теорией не учитываются деформации сооружения, а его колебания сводились к переносному движению всех точек сооружения вместе с основанием. В соответствии с данной теорией максимальные значения сейсмических сил, могут быть представлены в виде горизонтально направленных сил, пропорциональных их весу

$$S=mW_0=QW_0/g=k_cQ, \quad (1.1)$$

где m , Q – масса и вес элемента сооружения;

S – сейсмическая сила, действующая на этот элемент;

W_0 – максимальное сейсмическое ускорение основания сооружения (грунта);

g – ускорение свободного падения;

k_c – коэффициент сейсмичности (в настоящее время применяется в теории сейсмостойкости в качестве характеристики относительной силы землетрясения).

Однако очевидно, что статическая теория приближенно справедлива лишь для весьма жестких сооружений, деформации которых пренебрежимо малы по сравнению со смещениями основания. Для многоэтажных и особенно высотных зданий, в которых неравномерность смещений по высоте весьма значительна, эта теория не может дать надежных результатов. Это косвенно подтвердилось разрушительными землетрясениями в Сан-Франциско, 1906 г., Мессине, 1908 г., а также в Канто, 1923 г., которые позволили обнаружить недостатки статической теории и ее несовершенство.

1.2 Современные методы и уровень развития существующих расчетных схем высотных зданий

Практическая методика расчета высотных зданий и сооружений с различными конструктивными схемами состоит из отдельных последовательных операций, а именно выбор расчетной схемы, сбор нагрузок, определение усилий и т.д. При этом весьма ответственной является назначение расчетной схемы здания.

Современный уровень развития вычислительной техники позволяет решать задачи практически любой сложности. Однако даже этот факт не способствует правильному и достоверному расчету высотного здания, так как понимание работы его элементов и всего здания, зачастую основывается на приближенных теориях и предположениях, разработанных в прошлом столетии, которые основаны на значительных допущениях и идеализациях.

Немаловажным аспектом, влияющим на формирование современных методик расчета зданий, является применение новых технологий, а также внедрение новейших строительных материалов, благодаря которым, стало возможным массовое применение несущих конструкций с высокими прочностными, а также теплотехническими свойствами [40]. Что позволило применять конструктивные системы на основе оболочек для перекрытий обширных помещений (безраспорные, висячие, своды-оболочки, складки, геодезические купола, пространственные системы и т. д.). Наконец, стала

доступной и широкая трансформация вертикальных ограждений зданий (в случае необходимости и перекрытий), которые могут "перемещаться" для изменения интерьера или для связи внутреннего пространства с внешней средой. Последнее имеет весьма существенное значение в строительстве высотных зданий: открываются неограниченные возможности для эффективного регулирования микроклимата помещений и поддержания требуемого уровня теплового комфорта, что влияет на улучшение эксплуатационных качеств зданий, повышает их пожаробезопасность. Нужно особо отметить, что сегодня приоритеты в современных высокотехнологичных зданиях отдаются как раз повышению качества микроклимата помещений и экологической безопасности - при одновременном снижении энергопотребления [25]. Все это существенно влияет на формирование расчетной модели.

Благодаря новым конструктивным решениям стала возможной свободная планировка зданий. Начало этому было положено решетчатыми фермами, взаимодействующими с рамой; на смену им пришла пространственная система - "труба" и, наконец, конструкция "труба" в ферме, ставшая возможной благодаря применению балок Виренделя (Рис. 1.1) [42].

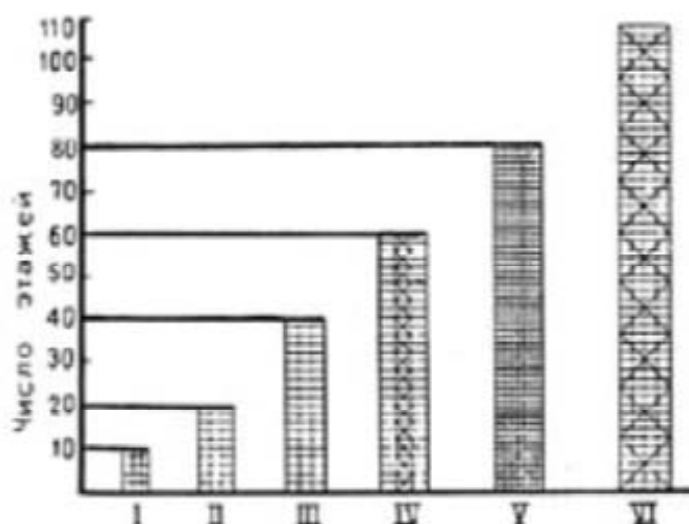


Рис. 1.1 - Конструктивные системы высотных зданий: I – рамная система; II – полужесткая рама; III – жесткая рама; IV – решетчатая ферма, взаимодействующая с рамой; V – пространственная система «труба»; VI – «труба» в ферме

Балки Виренделя, в настоящее время, применяют как несущие конструкции перекрытия, в которых необходимо проложить коммуникации большого поперечного сечения. Способ восприятия ветровых нагрузок, как правило, решается с помощью жестко соединенных в уровнях перекрытий горизонтальных ригелей с пустотелыми колоннами, образующими несущую стенку системы Виренделя. Чем выше здание, тем сложнее передача горизонтальных сил и обеспечение горизонтальной жесткости каркаса, поэтому эти стенки, жестко соединенные в узлах здания, образуют совместно с междуэтажными перекрытиями квадратную оболочку - трубу, заземленную в фундаменте и принимающую ветровые нагрузки (Рис. 1.2, 1.3).

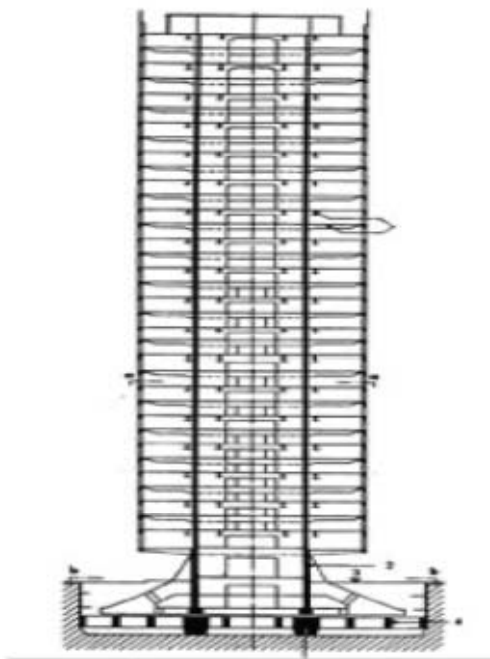


Рис. 1.2 - Вертикальный разрез здания по ядру жесткости

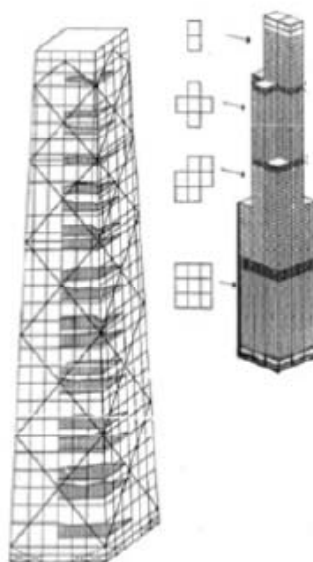


Рис. 1.3 - Конструктивный принцип «составной трубы, слева – схема здания Джон Хэнкок Сентер, Чикаго; справа – здание Сирс Тауэр, Чикаго

Поиск оптимальных решений в области конструирования каркасных зданий продолжается, как и продолжается и работа по созданию универсальных расчетных методов, способных учесть вновь возникающие и недавно определенные, факторы, часть из которых была указана ранее. Следует отметить, что при строительстве высотных зданий основные трудности связаны не только с давлением вертикальных сил, но и горизонтальных, в первую очередь – с давлением ветра, что также оказывает влияние на конструктивные решения высотных зданий, и, следовательно, на формирование его расчетной модели [43].

Наиболее часто для придания высотным зданиям, с рамными конструктивными схемами, необходимой жесткости применяются плоские диафрагмы, связевые и пространственные ядра, так как они мало деформируются под действием горизонтальной нагрузки. Кроме того их применение обусловлено и конструктивной необходимостью, так как почти в каждом здании, при компоновке объемно-планировочного решения, для обеспечения необходимой звукоизоляции, а также проведении противопожарных мероприятий, требуются стены. К ним в первую очередь относятся стены лестничных клеток, шахт лифтов и инженерных

коммуникаций. Если они из соображений безопасности они, как правило, сосредоточиваются в одном месте, то такого "ядра" почти всегда достаточно для обеспечения устойчивости. Поскольку подобные "транспортные узлы" согласно функциональным и нормативным требованиям, должны устраиваться через каждые 30-40 м по длине здания, то с их помощью может быть обеспечена требуемая устойчивость протяженных в плане зданий, которые, к примеру, могут быть разделены деформационными швами. Так как габариты этих несущих конструкций в большинстве случаев малы по сравнению с высотой, то их можно сравнить с башней, заделанной фундаментом в грунт основания. [44,45].

В современном высотном строительстве применяют различные конструктивные системы и схемы с разнообразными вариантами компоновок. Вместе с тем все конструктивные системы можно разделить на три категории (Рис. 1.4): каркасные, стеновые, смешанные (каркасно-стеновые) [46].

Каркасные системы подразделяются на рамно-каркасные (Рис. 1.4, а), каркасные с диафрагмами жесткости (Рис. 1.4, б). Среди стеновых систем следует выделить схемы с перекрестными стенами (Рис. 1.4, в) и коробчатые или оболочковые (Рис. 1.4, г). Смешанные системы сочетают в себе отдельные признаки двух других систем. К ним относят каркасно-ствольные (Рис. 1.4, д) и коробчато-ствольные (Рис. 1.4, е).

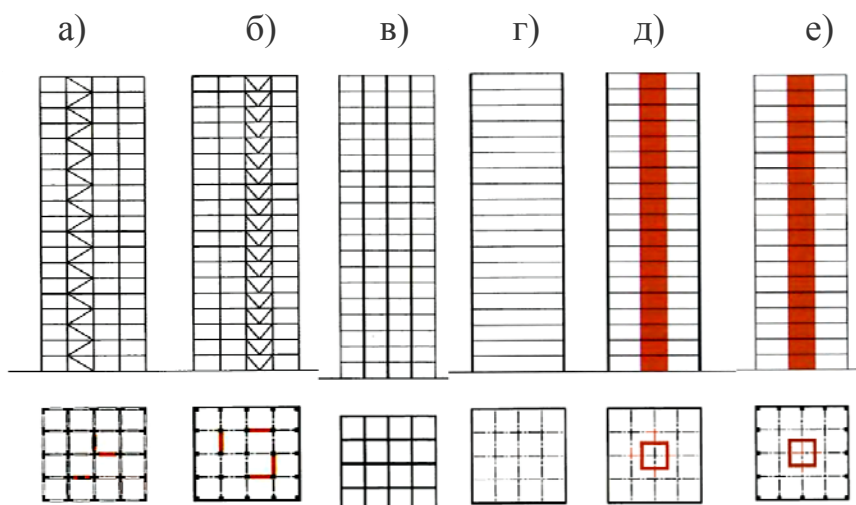


Рис.1.4 - Конструктивные схемы зданий

Горизонтальный прогиб рамного каркаса определяется двумя факторами: прогибом от изгиба каркаса как консоли (Рис. 1.5, б), при этом удлинение и укорочение колонн приводит к горизонтальным перемещениям, составляющим около 20 % общего прогиба; прогибом за счет работы балок и колонн на изгиб (Рис. 1.5, в).

На последний вид деформирования приходится около 80 % общего перемещения здания, из которых 65 % из-за изгиба балок и 15 % из-за изгиба колонн. Поэтому подобные системы экономичны в зданиях высотой не более 30 этажей [109].

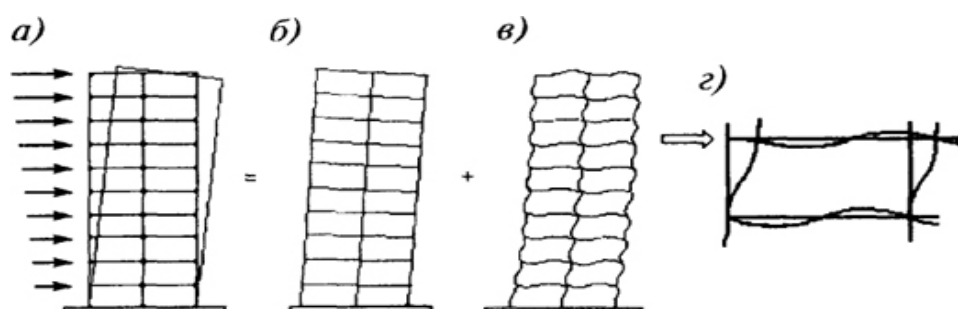


Рис. 1.5 - Схемы деформирования каркаса с рамными узлами при действии горизонтальной нагрузки: а - общая схема деформаций; б – прогиб консоли; в - прогиб за счет работы колонн и балок на изгиб; г - схема деформации ячейки жесткой рамы

Следует также отметить, что форма здания, выбираемая при проектировании, непосредственно влияет на микроклимат внутри здания. Поэтому в решении объемно-планировочных задач, при выборе вариантов (в случаях удовлетворительного решения функциональных требований) отдают предпочтение вариантам компактной формы с минимальным удельным расходом, как наружных ограждающих конструкций, так и несущих конструкций. Обтекаемая форма и четкая ориентация застройки к направлению господствующего ветра позволяет снизить величину давления ветра на здание у здания на 50-70 процентов, а также уменьшать его теплопотери [47].

Указанные требования к обеспечению микроклимата в высотных зданиях, напрямую влияют не только на несущие вертикальные, но и на горизонтальные

конструкции. А именно, насыщенность различными инженерно-коммуникационными средствами, в значительной степени определяет конструктивные решения перекрытий высотных зданий. В свою очередь, все это в значительной степени влияет на формирование расчетной модели высотного здания, и на эффективности применения той или иной методики расчета, способной учесть насыщенность здания различными вспомогательными системами и инженерными коммуникациями.

Например, при выборе системы перекрытий определяющим фактором является степень насыщенности трубопроводами. На (Рис 1.6) показаны наиболее предпочтительные, с точки зрения удобства прокладки инженерных коммуникаций, конструктивные системы.

Все указанные на (Рис. 1.6) системы, хоть и наиболее удобны для прокладки инженерных коммуникаций, однако они имеют низкую устойчивость к горизонтальным нагрузкам, так диафрагмы ствола каркаса располагаются в центре здания, и в меньшей степени препятствуют изгибу, чем системы с расположенными по краям диафрагмами.

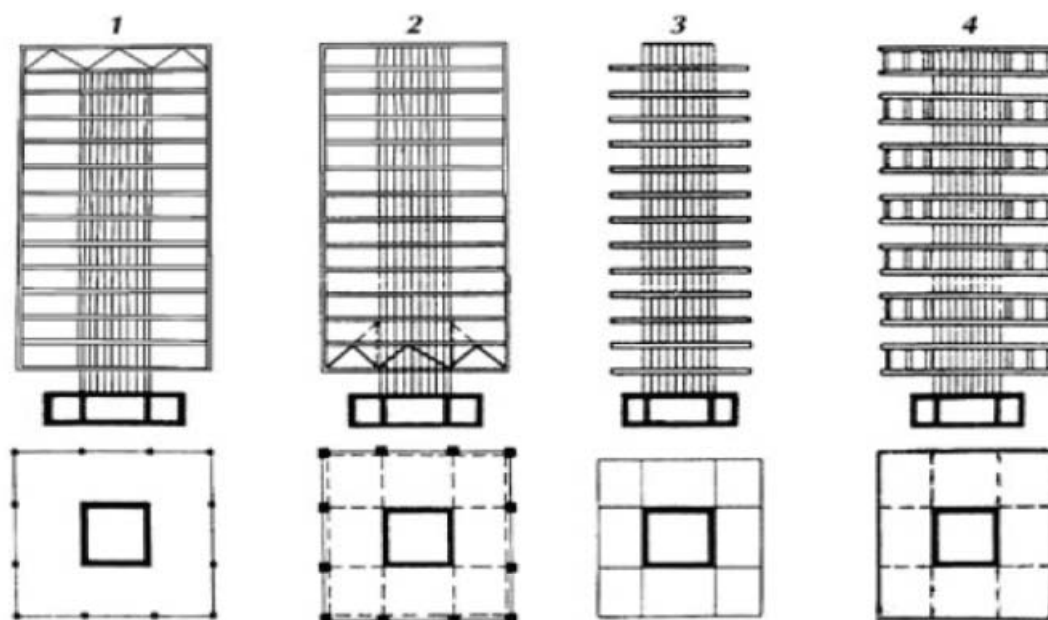
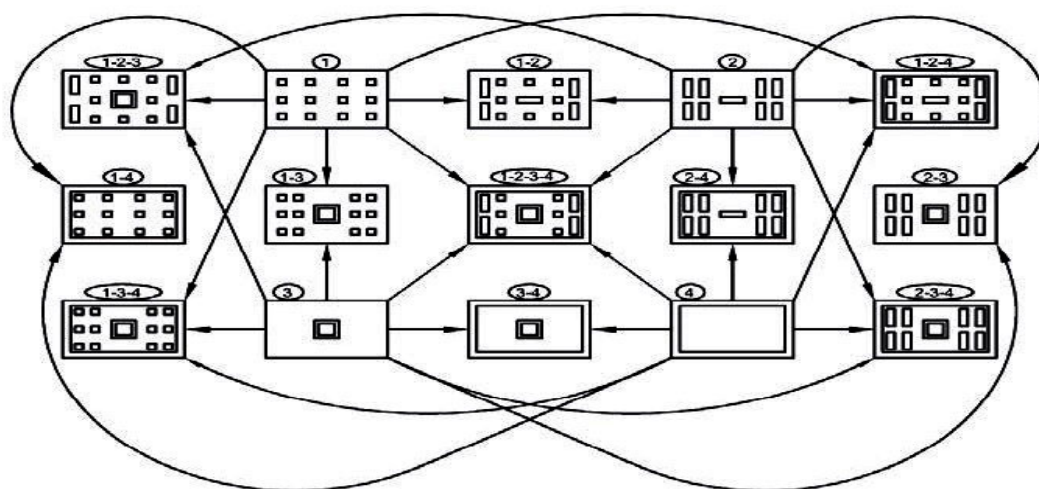


Рис. 1.6 - Конструктивные решения с ядром и консольными перекрытиями: 1 - система с ядром жесткости и подвесными этажами; 2 - каркасно-стволовая система, 3 - ствольная с консольными этажами; 4 - каркасно-ствольно-диафрагмовая система

В реальной практике проектирования первичные системы в чистом виде встречаются редко. Как правило, на практике применяют комбинированные конструктивные системы, состоящие из различных сочетаний первичных систем (Рис. 1.7). Из четырех основных систем можно составить 6 двухкомпонентных комбинированных систем, 4 — трехкомпонентных и 1 четырехкомпонентную. Таким образом, с учетом первичных и комбинированных систем можно получить 15 конструктивных систем многоэтажных зданий.



а

Первичные	Комбинированные		
	двухкомпонентные	трехкомпонентные	четырёхкомпонентные
1 Каркасная	1-2 Каркасно-стенная	1-2-3 Каркасно-ствольно-стенная	1-2-3-4 Каркасно-ствольно-оболочково-стенная
2 Стенная	1-3 Каркасно-ствольная	1-2-4 Каркасно-оболочково-стенная	
3 Ствольная	1-4 Каркасно-оболочковая	1-3-4 Каркасно-ствольно-оболочковая	
4 Оболочковая	2-3 Ствольно-стенная	2-3-4 Ствольно-оболочково-стенная	
	2-4 Оболочково-стенная		
	3-4 Ствольно-оболочковая		

б

Рис. 1.7 - Классификация конструктивных систем многоэтажных зданий: *а* - принципиальные схемы систем; *б* - наименование систем

Выбор той или иной конструктивной системы зависит от многих факторов: объемно-планировочное решение, технология возведения, материал несущих конструкций, условия строительства, нагрузки и воздействия и др. Многокритериальный анализ конструктивных систем многоэтажных зданий в полной мере до настоящего времени не проводился из-за трудоемкости и сложности, хотя необходимость такого исследования, несомненно, будет востребована в практике проектирования.

При использовании данной конструктивной системы ширина здания не может быть больше 40 м, так как ограничен пролет перекрытия между внутренними и наружными ядрами жесткости. С учетом рационального соотношения высоты здания к его ширине, равному 8, можно рекомендовать для ствольно-оболочковой конструктивной системы высоту здания до 350 м.

Остальные двухкомпонентные конструктивные системы будут занимать промежуточное положение по высоте зданий (Рис. 1.8).

На (Рис. 1.8) показана рекомендуемая высота многоэтажных зданий, 10 наиболее применяемых конструктивных систем.

В последнее время для высотных зданий стали применять многосекционные оболочки, которые являются разновидностью каркасно-ствольно-оболочковой конструктивной системы. В данной системе внутренние колонны объединяются в отдельные оболочки (секции), связанные в единую пространственную конструкцию, позволяющую повысить общую жесткость здания и доводить высоту здания до 600 м и выше. При этом можно по высоте здания обрывать отдельные секции по мере снижения нагрузки.

Решающими для проектирования вертикальной несущей системы нагрузками являются: собственный вес, динамическая нагрузка и ветер. Вместе они образуют силу, которая передается на фундамент. Чем ближе направление силы к горизонтальной плоскости, тем труднее ее отводить (Рис. 1.10).

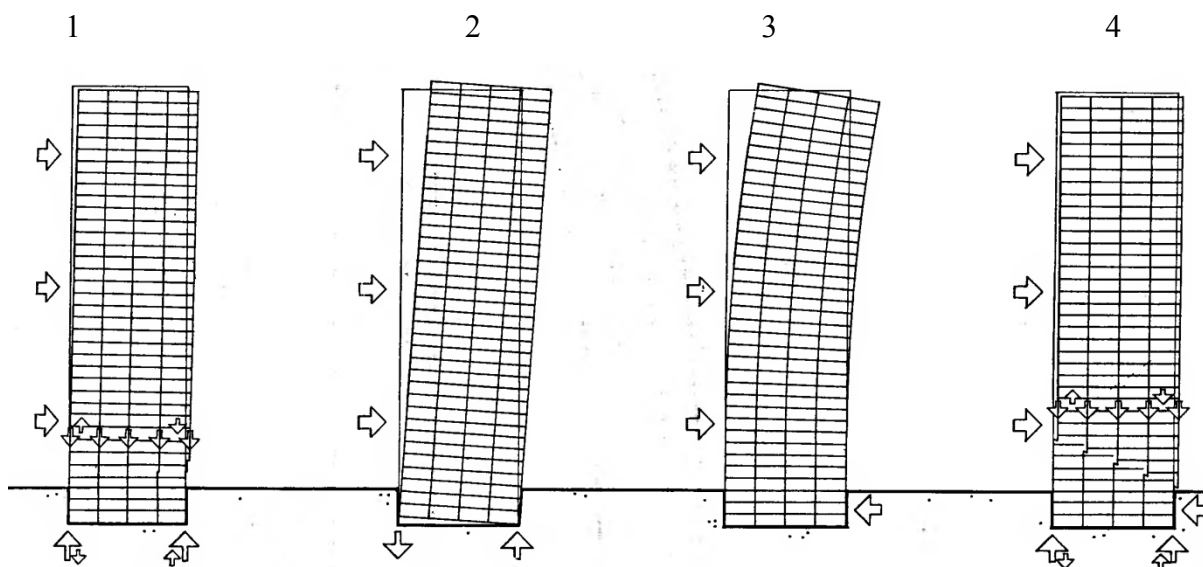


Рис. 1.10 - Критические нагрузки и деформации: 1-силы сжатия; 2- опрокидывающие моменты; 3- изгибающие моменты; 4- поперечные силы

Рамная система бокового повышения жесткости (от ветра или землетрясения) основана на прочности на изгиб рамных элементов (ригеля и стойки), а также на их прочности на изгиб соединении. При деформации вследствие боковых нагрузок в стойках и ригелях рам возникают поперечные усилия. Из-за этого в узлах соединения вследствие их динамической связи образуются крутящие моменты, которые противостоят деформации (Рис. 1.11,1). Система главного ригеля. Благодаря повышению жесткости последнего этажа и его соединения со стенкой, подвергаемой сдвигу, увеличиваются возможности механизма повышения жесткости. Каждая деформация стены, подверженной сдвигу вследствие боковой нагрузки, способствует тому, что над главным ригелем напряжению подвергаются главные опоры. Возникающие силы на растяжение и сжатие вызывают, помимо непосредственного сопротивления, противодействующий момент, который значительно уменьшает отклонение и снижает напряжение на изгиб (Рис.1.11,2).

Система труб. Жесткое на сдвиг образование внешних стен, а также их динамическая связь между собой создают принцип заземленных труб. Эта несущая система особенно эффективна против боковой нагрузки: включение всех опор, связей, подоконных ригелей и внешних стен в механику бокового сопротивления; оптимальное расширение площади сопротивления (Рис. 1.11,3).

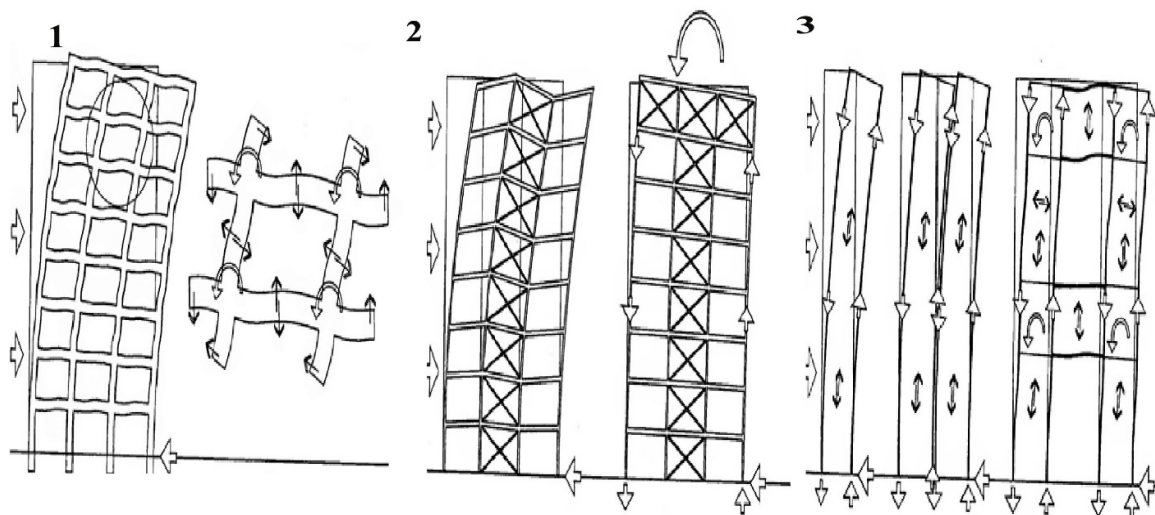


Рис. 1.11 - Принцип действия типичных систем повышения жесткости конструкции по вертикали: 1- рамная система; 2- система главного ригеля; 3- система труб

Благодаря этому собственные колебания здания уменьшаются или полностью компенсируются. Параметры выбранной установки на сооружение конструкции гасителя колебаний определяют с учетом динамических характеристик конструкции здания, полученных в результате ее расчета. Но полученные характеристики построенного сооружения могут отличаться от расчетных, и в этом случае требуется настройка гасителя колебаний, т.е. изменение частоты, также полученной расчетом, но с учетом фактических значений частоты колебаний сооружения, на который настраивается гаситель колебаний (Рис. 1.12).

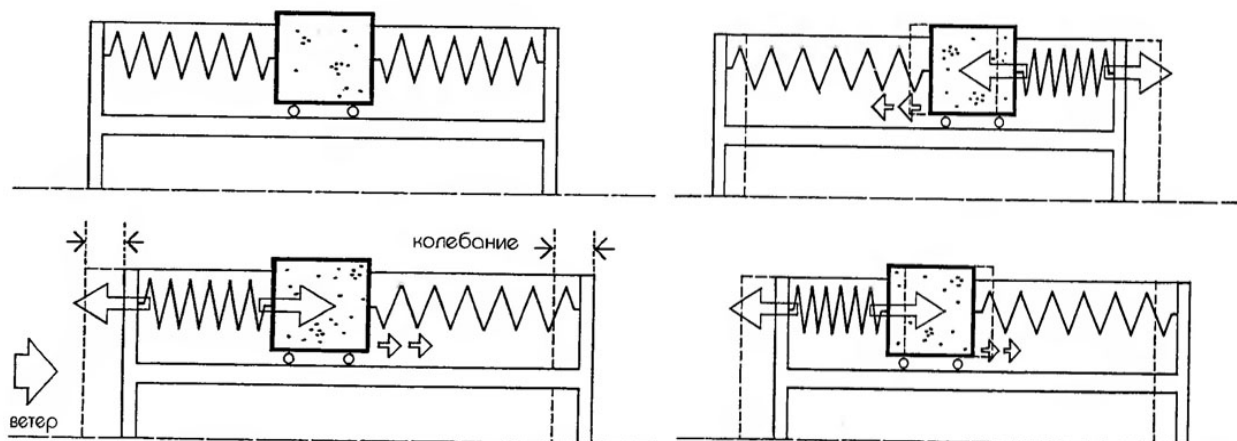


Рис. 1.12 - Динамический гаситель колебаний в высотных стержнях

Проект несущих конструкций, активных по высоте, состоящий из трех концентраций:

1. Система горизонтального фокусирования нагрузки на этажах = концентрация нагрузки:

- Распределение нагрузки по участкам поверхности;
- Горизонтальный поток нагрузок;
- Геометрия мест восприятия нагрузок;
- (Вторичная) несущая конструкция.

2. Система вертикальной передачи нагрузок с этажей = «заземление» нагрузки:

- Топография мест передачи нагрузок;
- Вертикальный поток межэтажных нагрузок;
- (Первичная) несущая конструкция;
- Отведение нагрузки через основание.

3. Система бокового повышение жесткости от горизонтальных нагрузок = стабилизация:

- Повышение жесткости строительной конструкции в ней самой аддитивно / интегрировано / комбинировано;
- Механика перераспределения нагрузок;
- Вертикальный поток горизонтальных нагрузок;

- Передача нагрузок через основание.

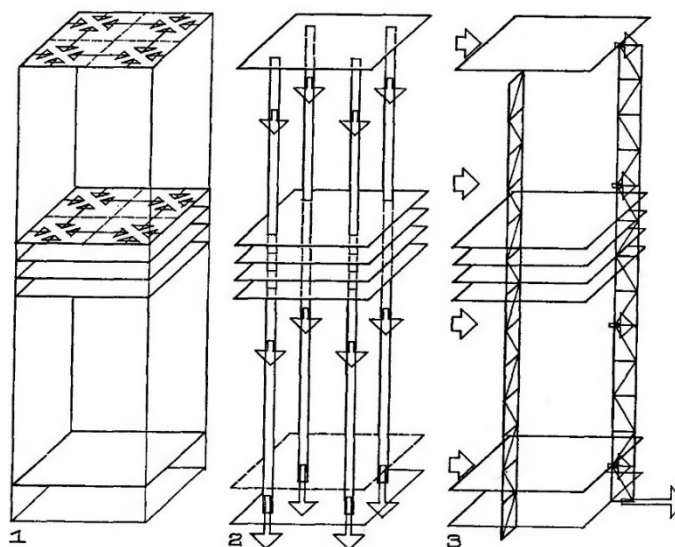


Рис. 1.13 - Проект несущих конструкций, активных по высоте. 1- концентрация нагрузок; 2- заземление нагрузок; 3- боковая стабилизация

Горизонтальные силы. Вызванные ветром или землетрясением, создают различные комплексные движения и деформации в строительных сооружениях с повышенной высотой.

Защита строительных сооружений от такого рода изменений является одной из главных задач проектирования несущих конструкций, активных по высоте, и может даже явиться причиной выбора самой строительной формы.

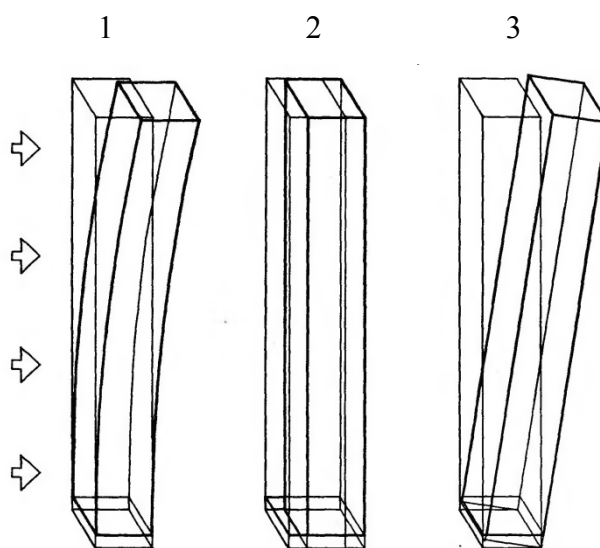


Рис. 1.14 - Деформация однородных высотных конструкций под горизонтальной нагрузкой. 1 – изгиб; 2 – сдвиг; 3 – опрокидывание

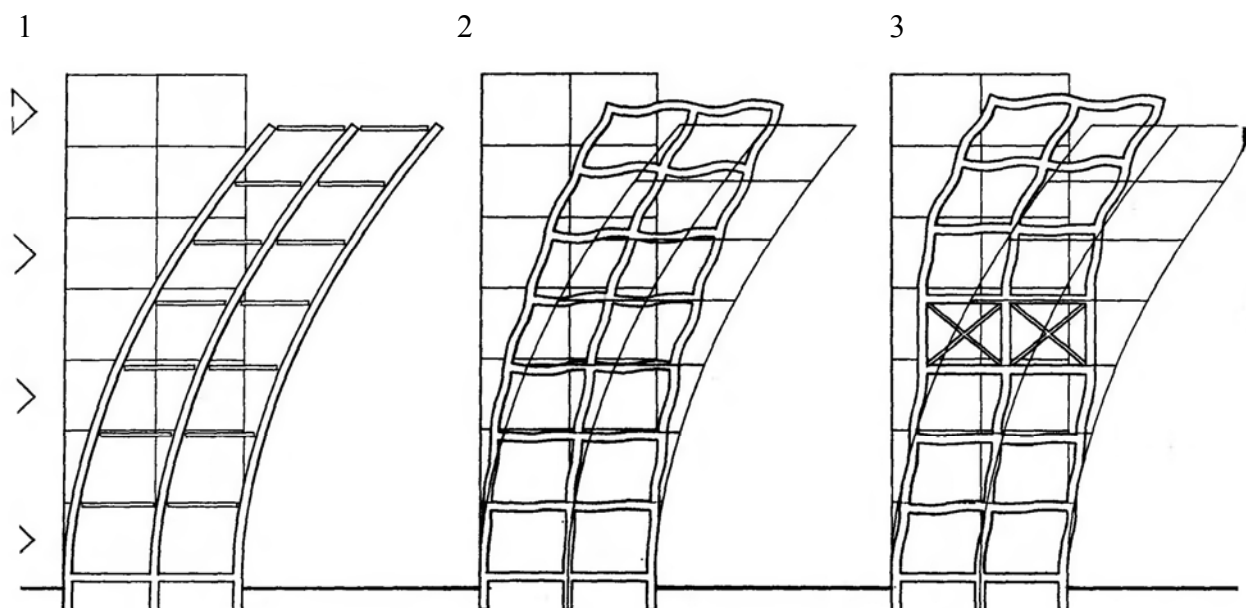


Рис. 1.15 - Деформация и придание жесткости прямоугольной высотной конструкции, находящейся под горизонтальной нагрузкой. 1 – заземленные опоры с шарнирным соединением балок; 2 – неразрезная (жесткая) рамная решетка; 3 – рамная решетка с элементами жесткости в среднем этаже

Вертикальное повышение жесткости по принципу труб

Несущая систем:

- Образование каждой внешней стены как вертикальной консольной балки, прочной на сдвиг, сжатие и растяжение;
- Динамическое соединение всех внешних стен в единую вертикальную балку коробчатого сечения = консольная балка.

Принцип действия: внешние стены в направлении ветра действуют как стены со срезающим усилием, две другие стены действуют как сжимающие и, соответственно, растягивающие элементы, а также как элементы сопротивления изгибу. Это означает, что несущая вертикальных нагрузок полностью включается в механизм сопротивления боковым силам.

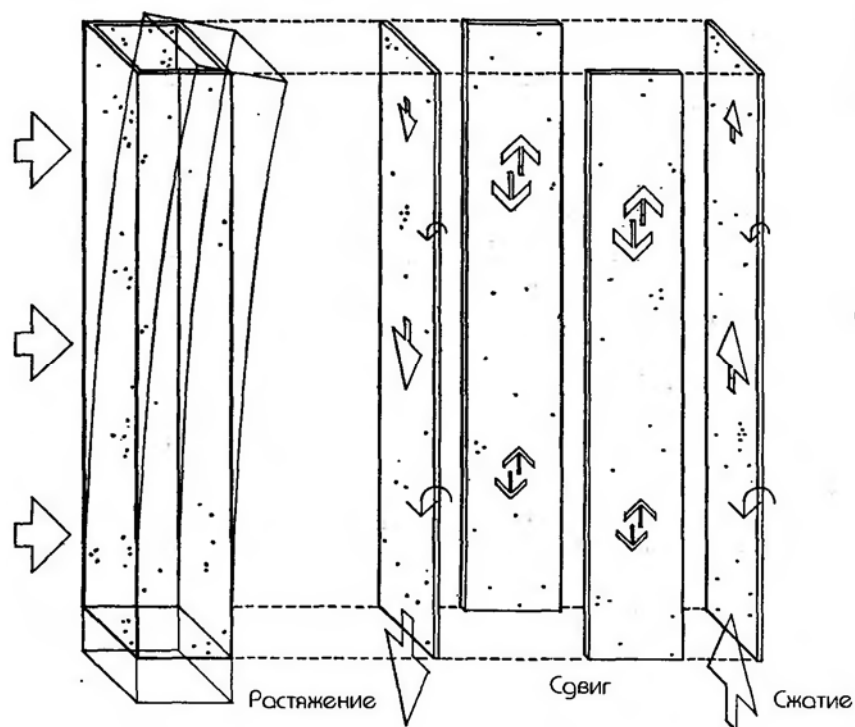


Рис. 1.16 - Внешние стены в направлении ветра действуют как стены со срезающим усилием

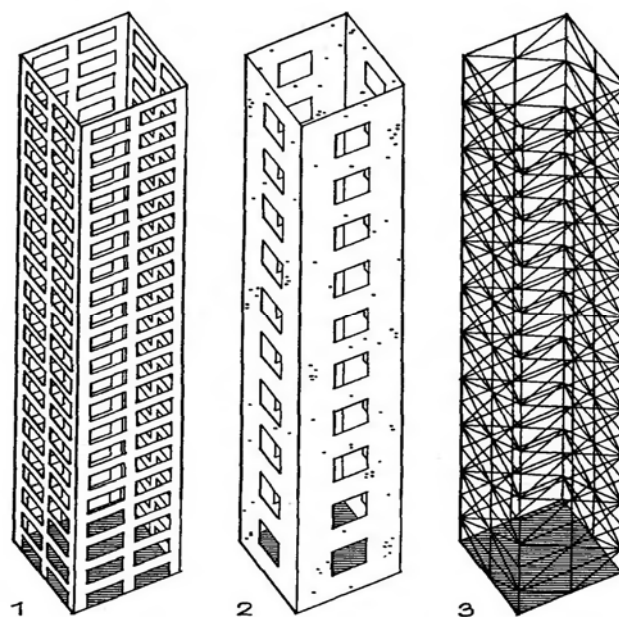


Рис. 1.17 - Типичные несущие конструкции в виде труб: 1 – трубы-рамы; 2 – трубы-стены; 3 – решетчатые трубы

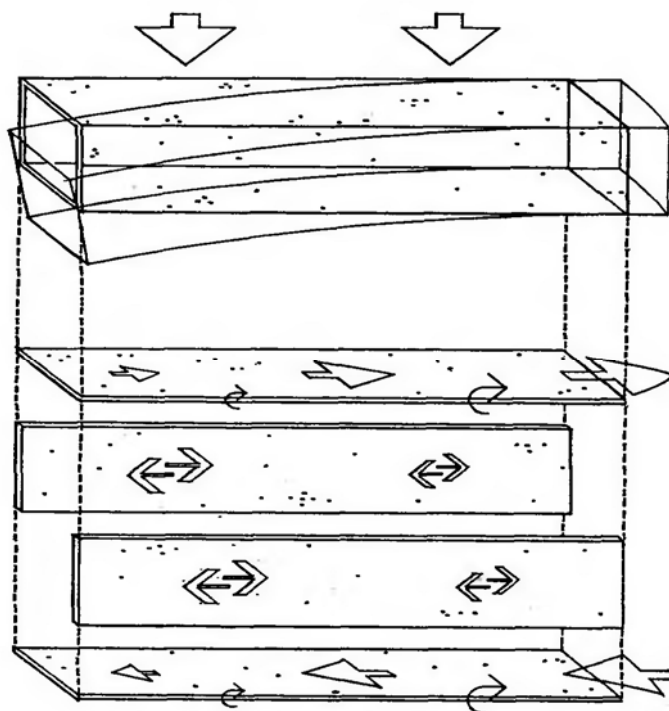


Рис. 1.18 - Принцип действия труб высотного здания соответствует поведению горизонтальной консольной балки коробчатого сечения под вертикальной нагрузкой

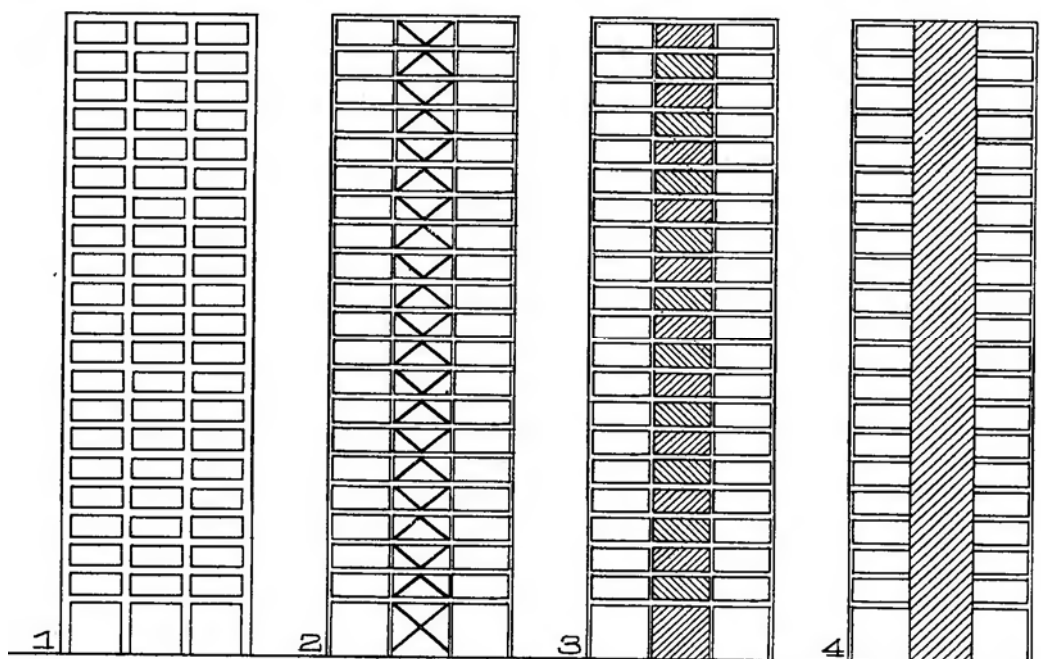


Рис.1.19 - Основные механизмы придания вертикальной жесткости несущим конструкциям: 1 – неразрезные рамы; 2 – фахверковое соединение; 3 – сплошное заполнение каркаса; 4 – неразрезные стены

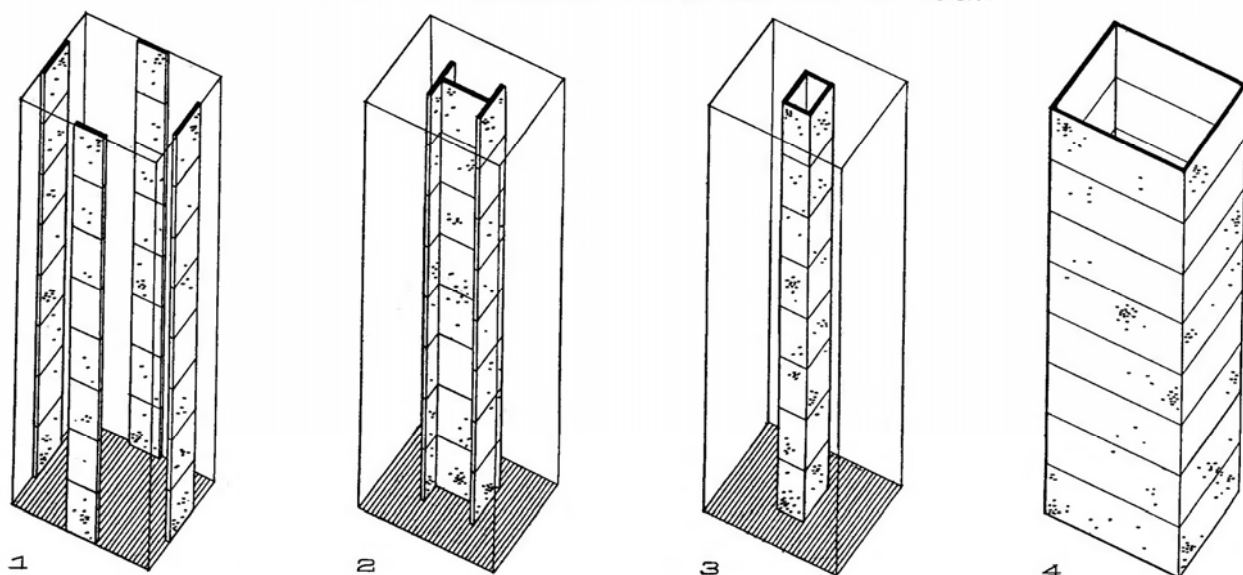
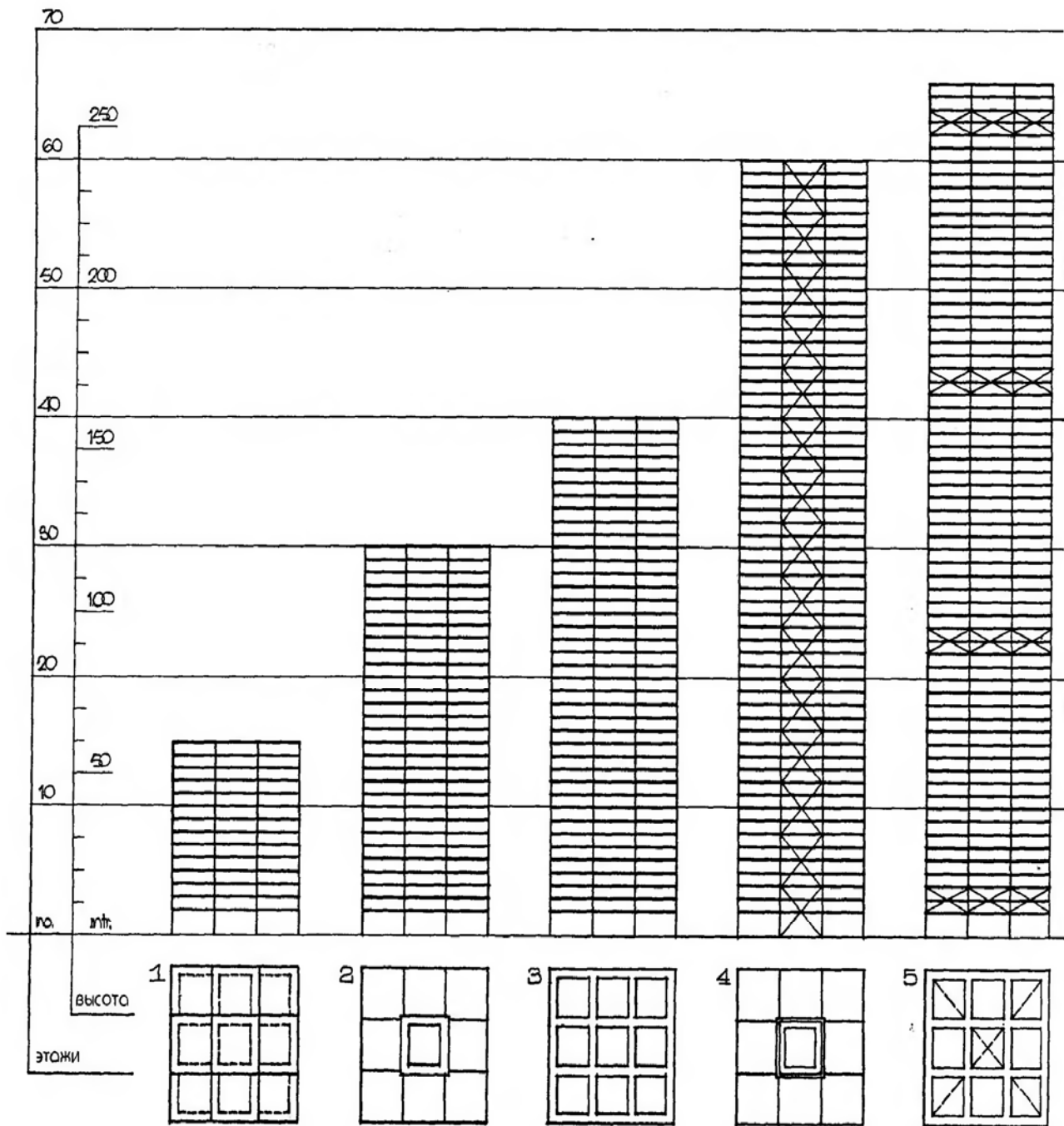


Рис. 1.20 - Стандартные формы вертикальных систем жесткости. 1 – внешние стены, работающие сдвиг; 2 – внутренние стены, работающие на сдвиг; 3 – (центральный) ствол; 4 – трубы



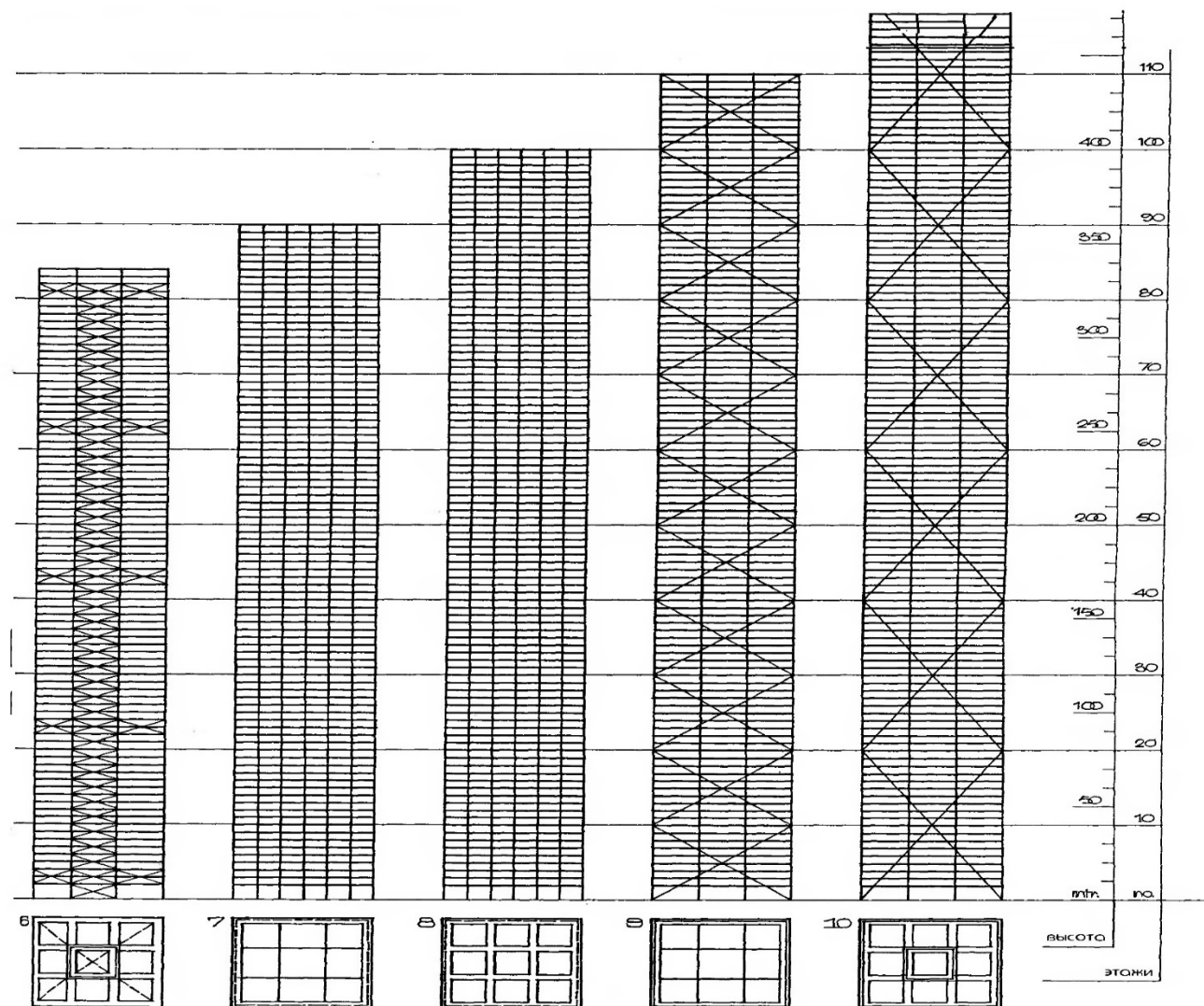


Рис. 1.22 - Стандартные концепции высотных конструкций из стали. 1 – установленные рамы / частичное повышение жесткости рамного раstra; 2 – рамное ядро со стойками каркаса; 3 – неразрезной рамный растр / полный рамный каркас; 4 – фахверковое или стеновое ядро со стойками каркаса; 5 – полный рамный каркас с дополнительной жесткостью на отдельных этажах; 6 – фахверковое или стеновое ядро с рамным и с дополнительной жесткостью на отдельных этажах; 7 – уплотненная рамная оболочка с полным каркасом; 8 – уплотненная рамная оболочка с рамным каркасом; 9 – фахверковая оболочка с полным каркасом; 10 – фахверковая оболочка с фахверковым или стеновым ядром жесткости и рамным каркасом

Штабелирование идентичных этажей и, тем самым, недифференцированное развитие высоты, являются отличительными признаками несущих систем, активных по высоте. Они основаны на прямой и вследствие этого экономичной передаче нагрузок силы тяжести.

Однако при условии непосредственной передачи нагрузок имеются многообразные возможности дифференциации вертикальной проекции через изменение формы горизонтальной проекции, главным образом, снизу вверх.

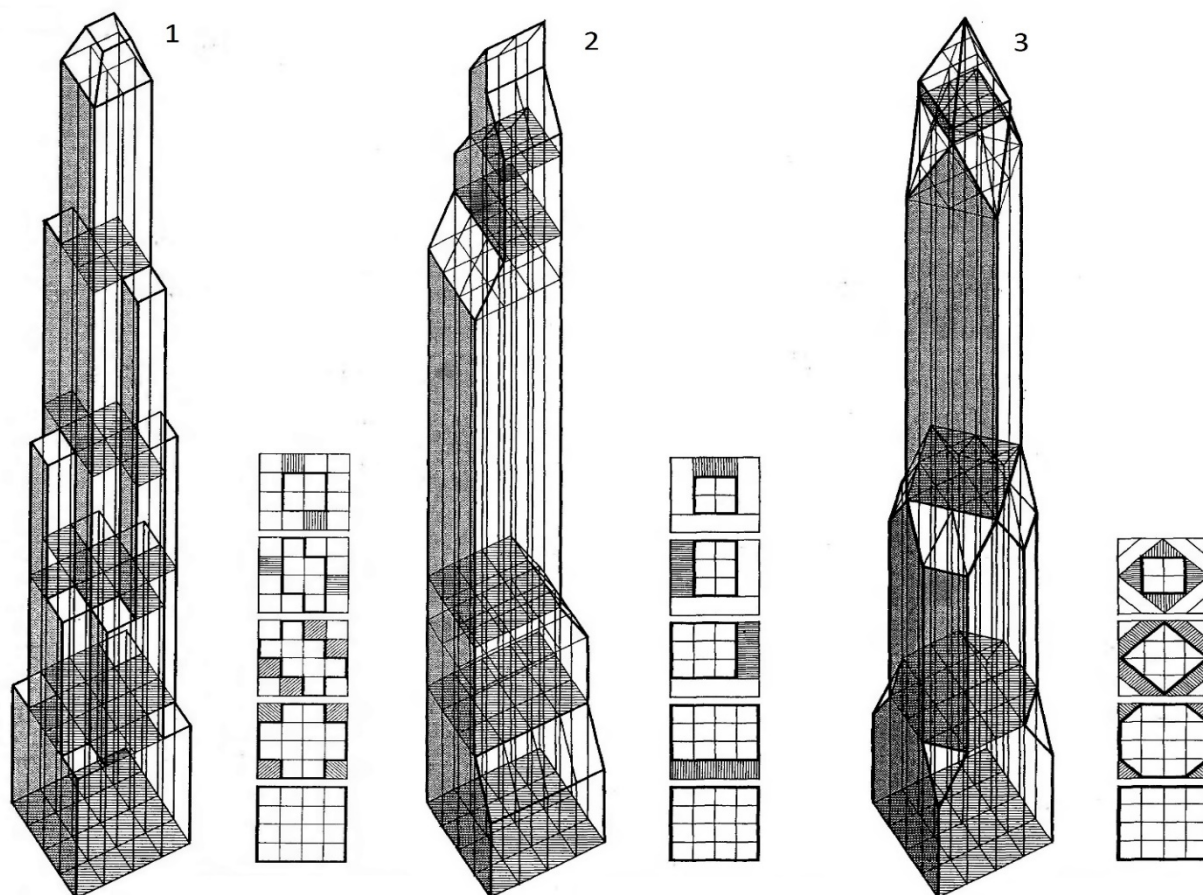


Рис. 1.23 - Дифференциация геометрии вертикальных проекций в высотных сооружениях (примеры башенных форм в растровой системе). 1 – симметричная осевая последовательность планов этажей; 2 – скошенные по одной стороне переходы горизонтальных проекций; 3 – симметрично скошенные переходы планов этажей.

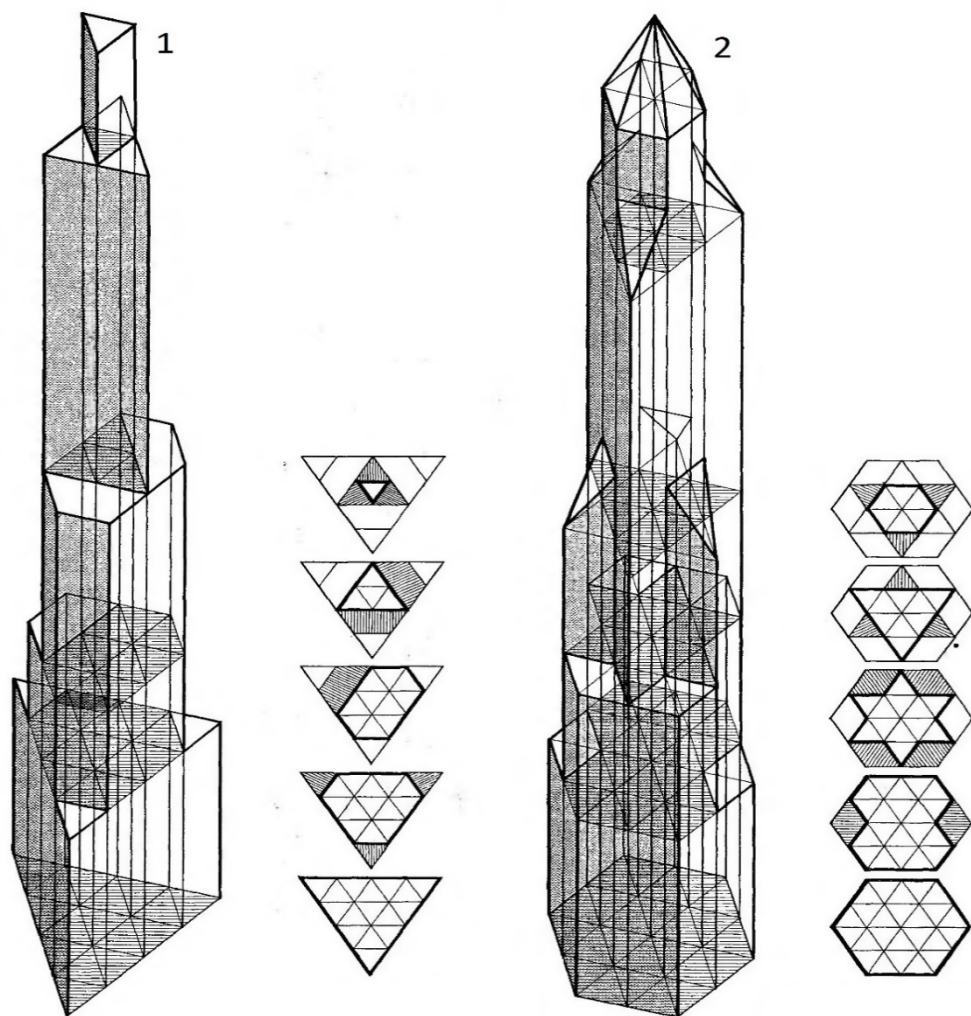


Рис.1.24 - Дифференциация геометрии вертикальных проекций (1-ый пример форм башен в растровой системе): 1 – последовательность планов этажей над треугольником как основной формой плана; 2 – последовательность планов этажей над шестиугольником как основной формой плана

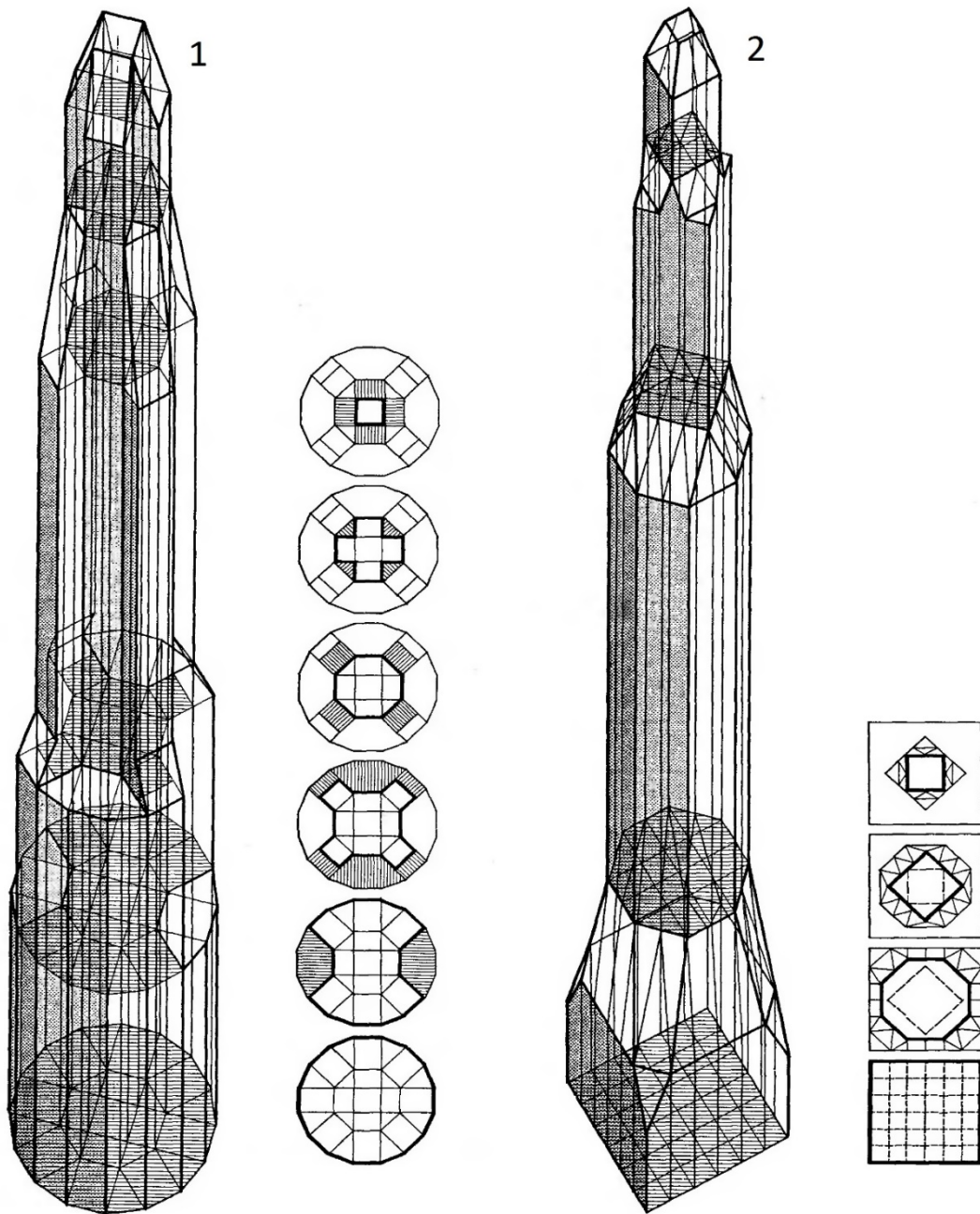


Рис.1.25 - Дифференциация геометрии вертикальных проекций (2-ой пример форм башен в системе с оболочками): 1 – последовательность над кругом как основной формой плана; 2 – последовательность изменение плана через несколько этажей

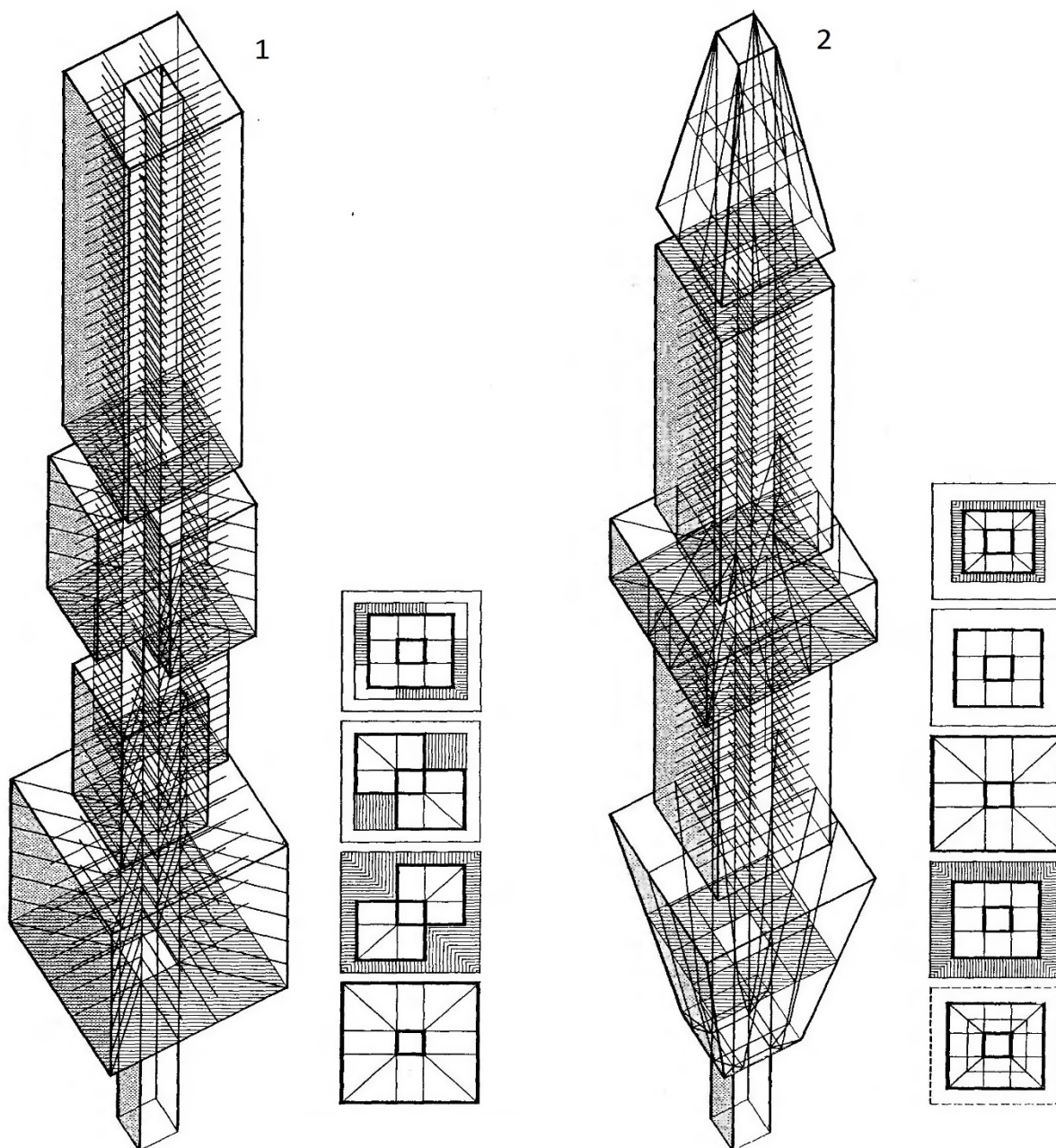


Рис. 1.26 - Дифференциация геометрии вертикальных проекций (3-й пример форм башен в ствольной системе): 1 – отдельные и многоярусные консольные выступы; 2 – выступ / подвешивание / установка

Конструкция оболочки здания может быть рамная решетчатая, решетчатая с мелкими ячейками, стеновая (сплошные стены с проемами) (Рис. 1.27).

В рамных и особенно в ригелях, вследствие чего уменьшается несущая способность и жесткость конструкции. Поскольку в рамных конструкциях стен

оболочковых систем возникают большие поперечные силы, то расстояние между стойками должно быть небольшим, обычно в пределах 1,5-3м; сечения стоек и особенно ригелей должны быть высокими. Расстояние между стойками и ригелями определяют в зависимости от изгибающих моментов в элементах рам и податливостью при сдвиге от изгибающих моментов в элементах рам и податливостью при сдвиге соединений в углах (такие рамы напоминают стену с проемами) [49].

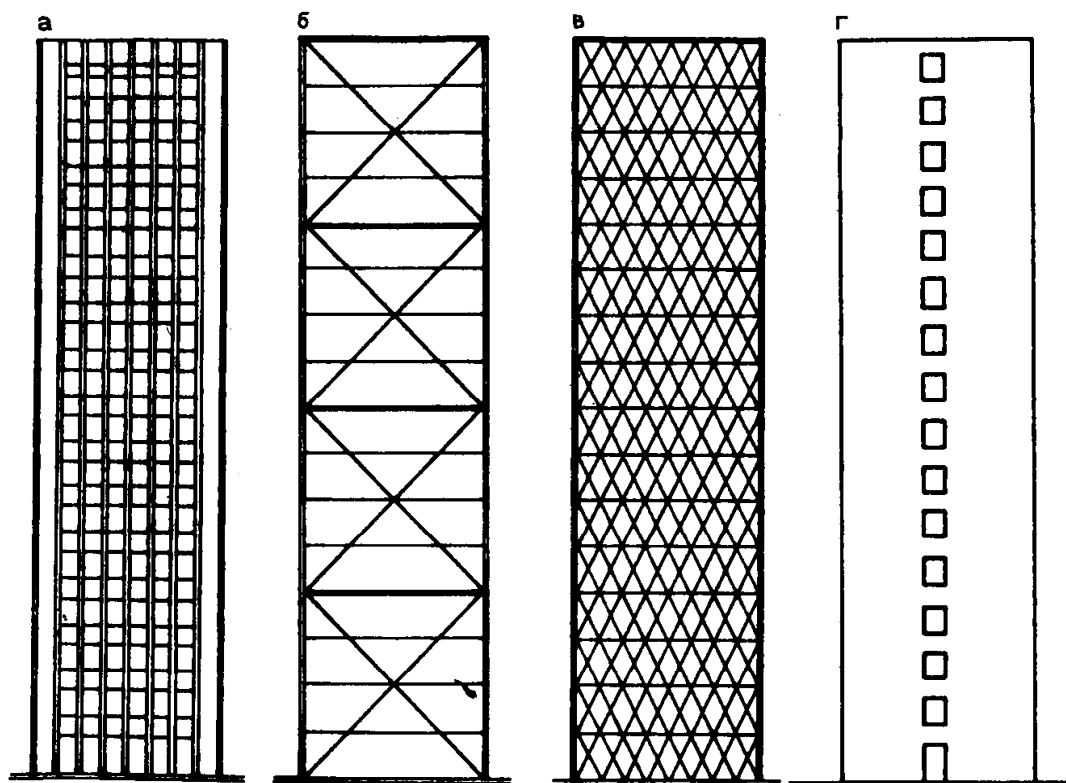


Рис. 1.27 - Различные конструкции стен зданий оболочковой системы.
а - рамная; б - решетчатая; в - решетчатая с ячейками небольших размеров;
г - сплошные стены

На (Рис. 1.31) приведено высотное здание. Несущий остов – каркасный. Конструктивная система – ствольно-каркасная с фасадным каркасом.

На (Рис 1.32) приведено высотное здание. Несущий остов – каркасный. Конструктивная система – ствольно-каркасная с фахверковым каркасом.



Рис. 1.31 – Высотное здание
72 этажа в г. Торонто, Канада

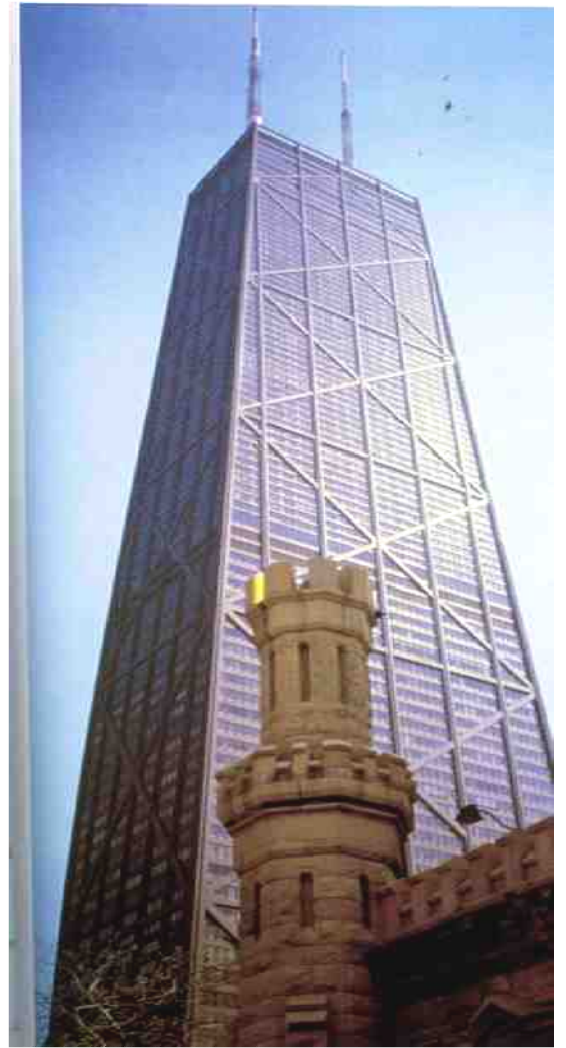


Рис. 1.32 – Высотное здание
100 этажа в г. Чикаго, США

1.4 Аэродинамика высотных зданий

Аэродинамика высотных зданий имеет свою специфику, т. к. для них влияние наружных климатических воздействий и величины градиентов перемещения потоков массы и энергии внутри здания являются по своей значимости экстремальными [50].

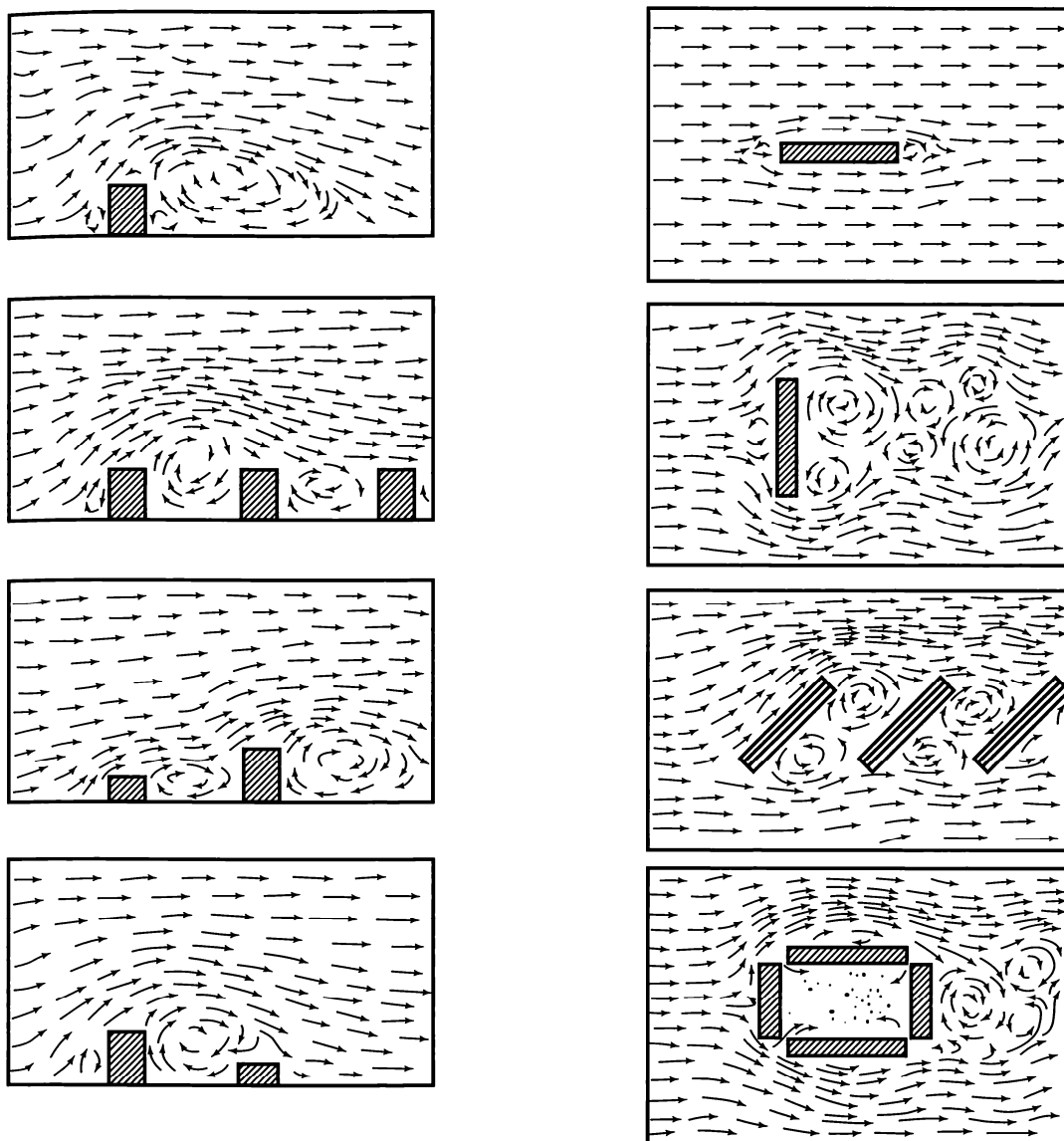


Рис. 1.33 - Схема обтекания здания и обтекания здания и застройки

Из этих рисунков видно:

- если здание расположено на территории свободной от застройки, то на наветренной стороне здания повышенное давление-ветровой подпор, а с противоположной стороны здания - пониженное давление;

- если здание находится в застройке, то картина значительно усложняется и без специального исследования невозможно заранее сказать, при каком направлении ветра те или иные стены здания будут испытывать повышенно или пониженное давление и какие по величине будут эти давления.

Известно, что в холодный и теплый период года температура наружного воздуха понижается примерно на 1°C через каждые 150 м высоты, атмосферное давление понижается примерно на 1 гПа через каждые 8 м высоты, а скорость ветра увеличивается.

Изменение по высоте температуры и атмосферного давления описываются следующими формулами:

$$t_h = t_0 - 0,0065xh , \quad (1.2)$$

$$p_h = p_0 (1 - 2,25577 \times 10^{-5} \times h)^{5,2559} , \quad (1.3)$$

где t_h , p_h – соответственно температура, °С, и давление, Па, на высоте h , м;
 t_0 , p_0 – соответственно температура, °С, и давление, Па, у поверхности земли;

Для оценки изменения скорости ветра по высоте используются различные модели – спираль Экмана, логарифмический закон, степенной закон. Эти модели позволяют оценить скорость ветра v на высоте h , если известна скорость ветра v_0 на высоте h_0 . Например, степенной закон изменения скорости ветра по высоте имеет вид:

$$v_h = v_0 (h/h_0)^\alpha , \quad (1.4)$$

где v_h – скорость ветра, м/с, на высоте h , м;

v_0 – скорость ветра, м/с, измеренная на высоте h_0 , м (как правило, скорости ветра измеряются на высоте 10–15 м, и в этом случае $h_0 = 10—15$ м);

α – показатель степени, зависящий от типа местности и устанавливаемый экспериментально; рекомендуется для центров крупных городов принимать $\alpha = 0,33$.

Вместе с тем часто известна скорость ветра, измеренная на метеорологической станции, которая располагается, как правило, на открытой местности. В условиях плотной городской застройки скорость ветра на той же высоте будет ниже. Скорость ветра v на высоте h в зависимости от типа местности в модели степенного закона рассчитывается по формуле:

$$V_h = V_0 \left(\frac{\delta_0}{h_0 \alpha_0} \right)^{\alpha_0} * (h/\delta)^\alpha \quad (1.5)$$

где v_h – скорость ветра, м/с, на высоте h , м, на местности, тип которой характеризуется показателем степени α и толщиной пограничного слоя δ ;

v_0 – скорость ветра, м/с, измеренная на высоте h_0 , м, на местности, тип которой характеризуется показателем степени α_0 и толщиной пограничного слоя δ_0 ;

α – показатель степени, зависящий от типа местности и устанавливаемый экспериментально;

δ – толщина пограничного слоя, м, для рассматриваемого типа местности; в работе [51] рекомендуется следующие значения α и δ :

α_0, δ_0 – показатель степени и толщина пограничного слоя для местности, на которой зафиксирована скорость ветра v_0 ; как правило, скорости ветра измеряются на метеорологических станциях, расположенных на открытой местности на высоте 10–15 м, и в этом случае $h_0 = 10$ –15 м, $\alpha_0 = 0,14$, $\delta_0 = 270$ м.

По формуле (1.5) были выполнены расчеты ожидаемых скоростей ветра для трех типов местности – открытого пространства, пригорода и центра крупного города с плотной застройкой. Значения скоростей ветра для открытой местности, зафиксированных на высоте 10 м ($h_0 = 10$ м $\alpha_0 = 0,14$, $\delta_0 = 270$ м), были приняты равными $v_0 = 1$ м/с, 5 м/с и 10 м/с. Результаты расчетов представлен на (Рис. 1.34).

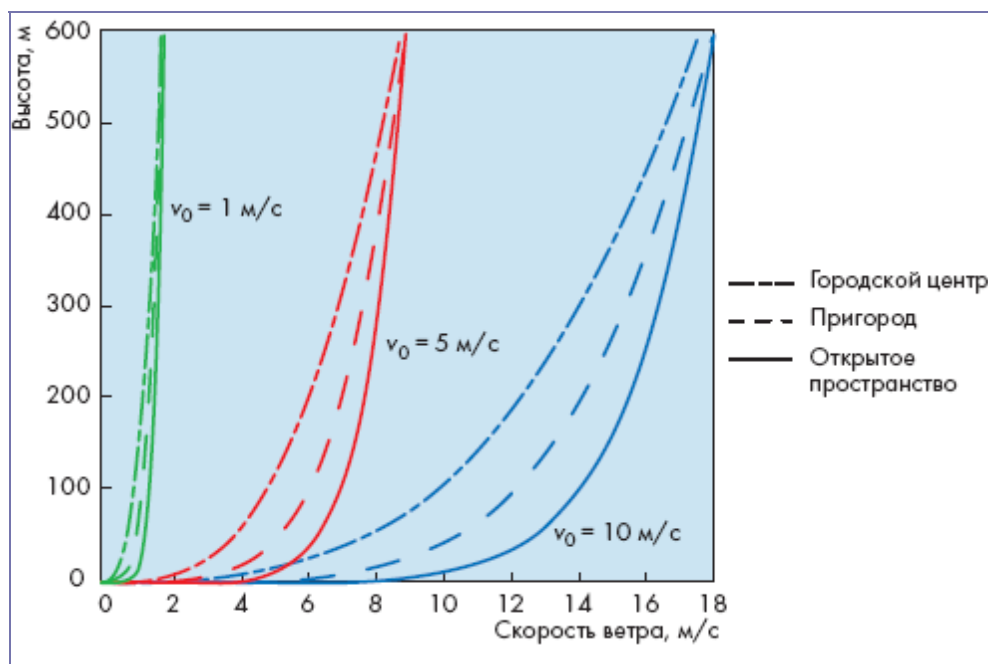


Рис. 1.34 - Изменение скорости по высоте в зависимости от типа местности

Ветровое давление, аэродинамические коэффициенты. При изучении аэродинамики зданий под высотным понимается такое здание, высота которого превышает ширину подветренного фасада в три и более раз.

Рассмотрение значений аэродинамических коэффициентов на фасаде квадратного в плане высотного здания при различных направлениях ветра показывает, что, если направление ветра перпендикулярно фасаду здания (Рис. 1.35 а), аэродинамические коэффициенты на этом фасаде положительны и их значения уменьшаются по направлению к боковым фасадам здания и по направлению к верхней части рассматриваемого фасада. На увеличение значения аэродинамических коэффициентов у верхней части фасада высотного здания также влияет повышение скорости ветра с увеличением высоты. Если направление ветра отклоняется от нормали к фасаду, область максимального давления смещается к наветренному углу здания (Рис. 1.35 б - в). При отклонении направления ветра от нормали на угол 45° давления становятся отрицательными у дальнего (по отношению к направлению ветра) угла фасада (Рис. 1.35 г). Если угол отклонения направления ветра от нормали лежит в

пределах $60\text{--}75^\circ$, давления отрицательны по всему фасаду (Рис. 1.35 д - е). Максимальные отрицательные давления наблюдаются в областях, расположенных на боковых (по отношению к направлению ветра) фасадах у наветренных углов (Рис. 1.35 ж), причем на боковых фасадах распределение давлений существенно меняется в зависимости от относительных размеров данных фасадов (отношения высоты и ширины). Для заветренных фасадов (направление ветра составляет с нормалью угол больше 100°) значения давлений в различных областях меняются не столь существенно (Рис. 1.35 з - н).

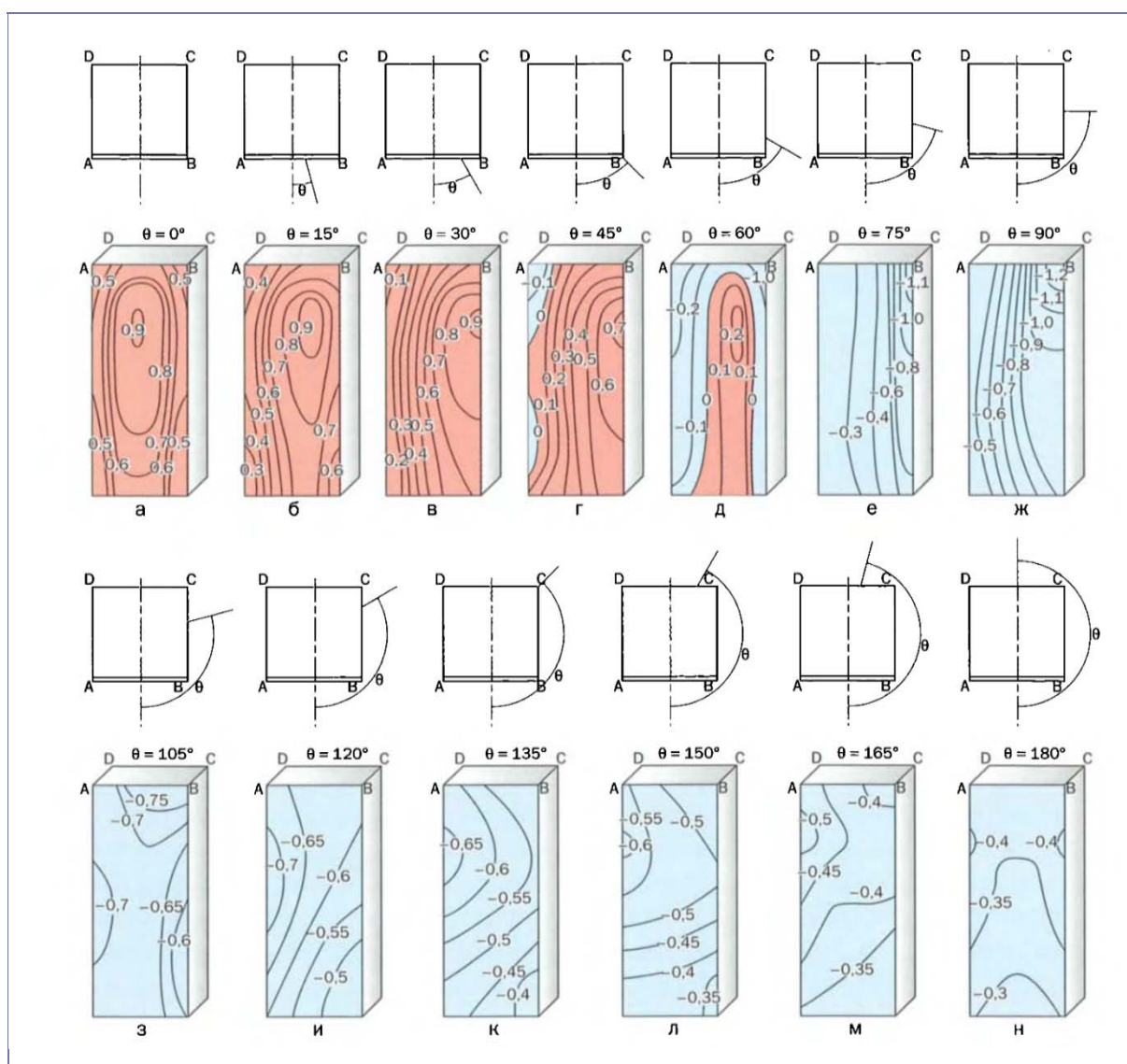


Рис. 1.35 - Значения аэродинамических коэффициентов на фасаде квадратного в плане высотного здания при различных направлениях ветра

Следует отметить, что, если направление ветра составляет с фасадом здания угол порядка 45° , у наветренных кромок покрытия возникают сильные завихрения (Рис. 1.36). Высокие скорости воздушного потока в этих завихрениях обуславливают достаточно сильное разрежение (отрицательное давление) у краев покрытия, что, например, в случае сильных ветров может быть опасно для инженерного оборудования, расположенного в этой зоне.

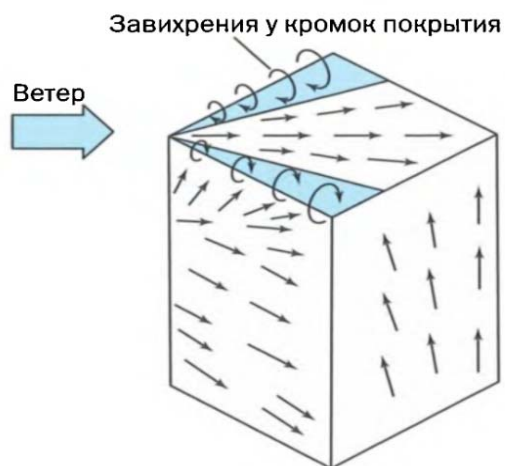


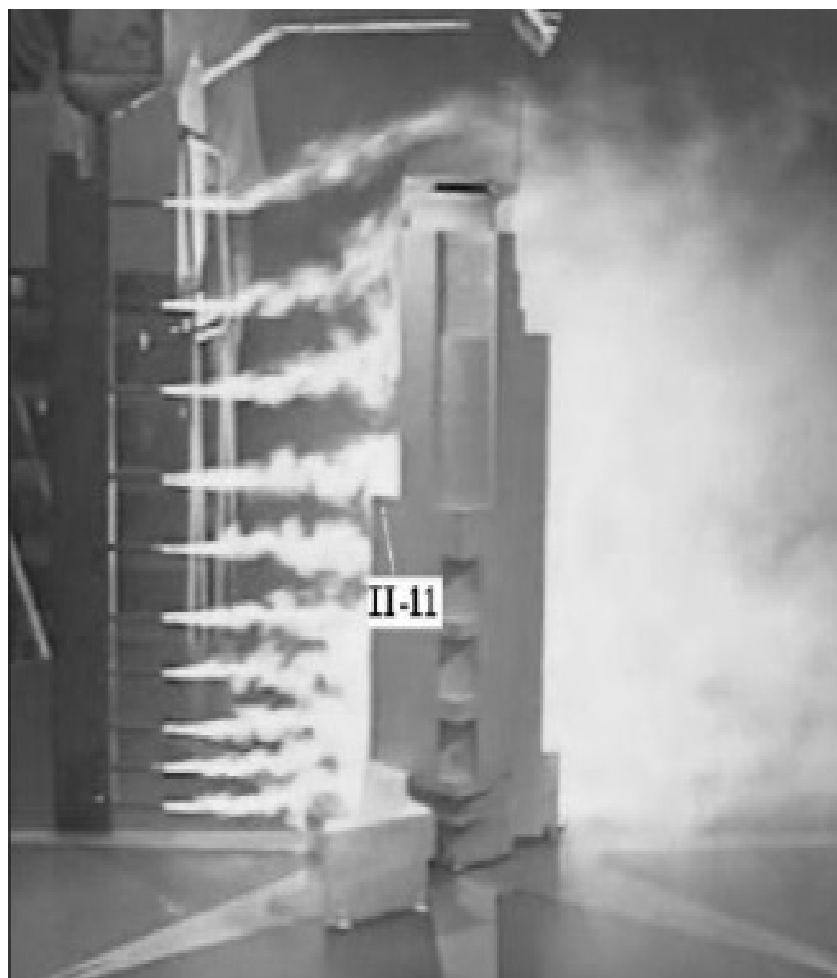
Рис. 1.36 - Схемы воздушных потоков, возникающие вследствие ветрового напора, направленного под углом 45° к фасаду здания

На (Рис. 1.37) показан пример экспериментального определения в аэродинамической трубе НИИ механики МГУ аэродинамических характеристик макета высотного здания ($H = 188$ м). Струйки дыма визуализируют картину обтекания; датчики давления, расположенные в 120 дренажных точках на фасадах, позволяют определять распределение аэродинамического коэффициента C_p ; шестикомпонентные электромеханические весы измеряют результирующие силы и моменты суммарного ветрового воздействия на сооружение при различных азимутах ветра.

В данном случае полученные значения коэффициента давления C_p в зависимости от направления ветра изменяются в основном от $+1$ до $-1,5$. При этом на фасадах в окрестности острых выступов среднее значение указанного

коэффициента может достигать $C_p = -2,5$ и ниже (Рис. 1.37, б), а в некоторых точках кровли $C_p = -3,0$.

На (Рис. 1.37) в приведены результаты весовых испытаний макета здания по определению лобового сопротивления. Измерена интегральная сила сопротивления S_x в зависимости от угла атаки и интенсивности турбулентности набегающего потока. Установлено, что интенсивность турбулентных пульсаций оказывает слабое влияние на среднее по времени интегральное значение силы лобового сопротивления.



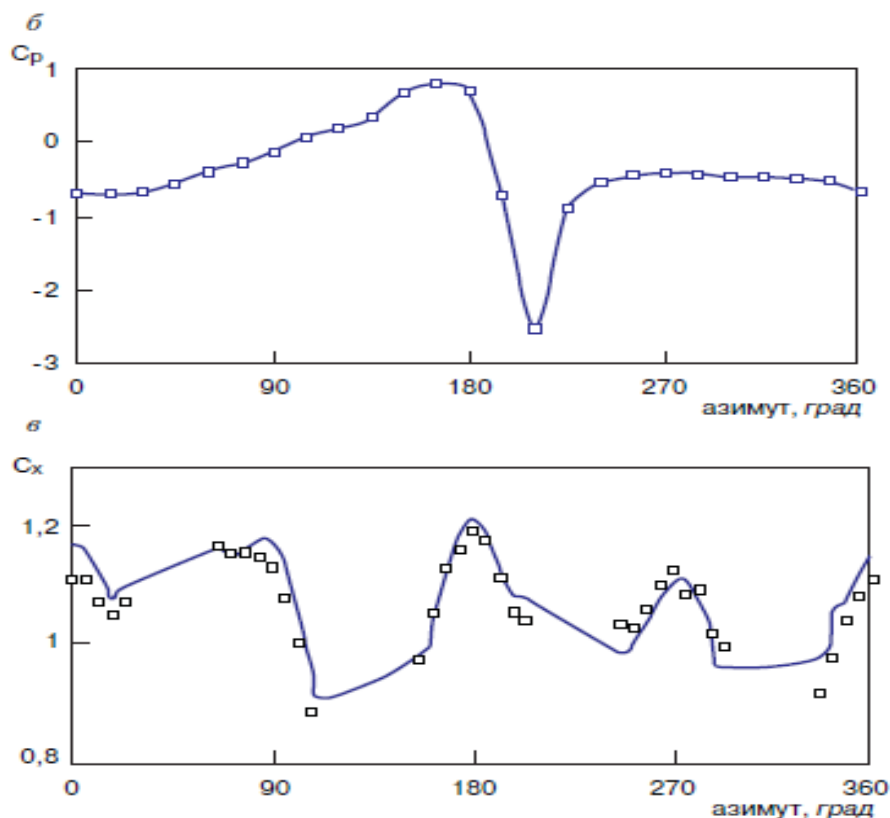
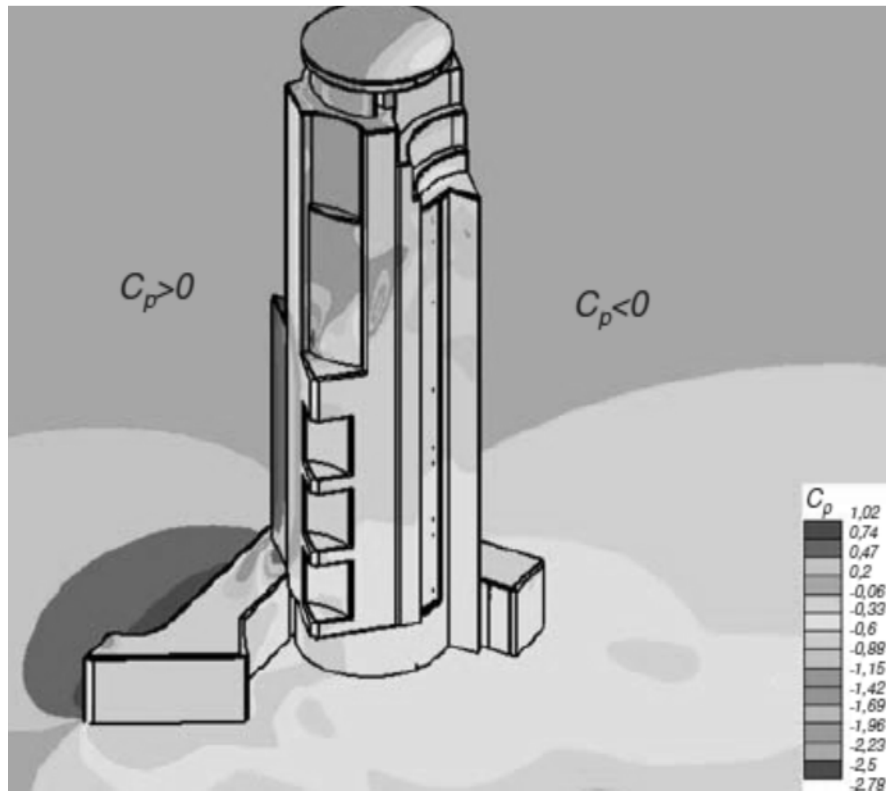
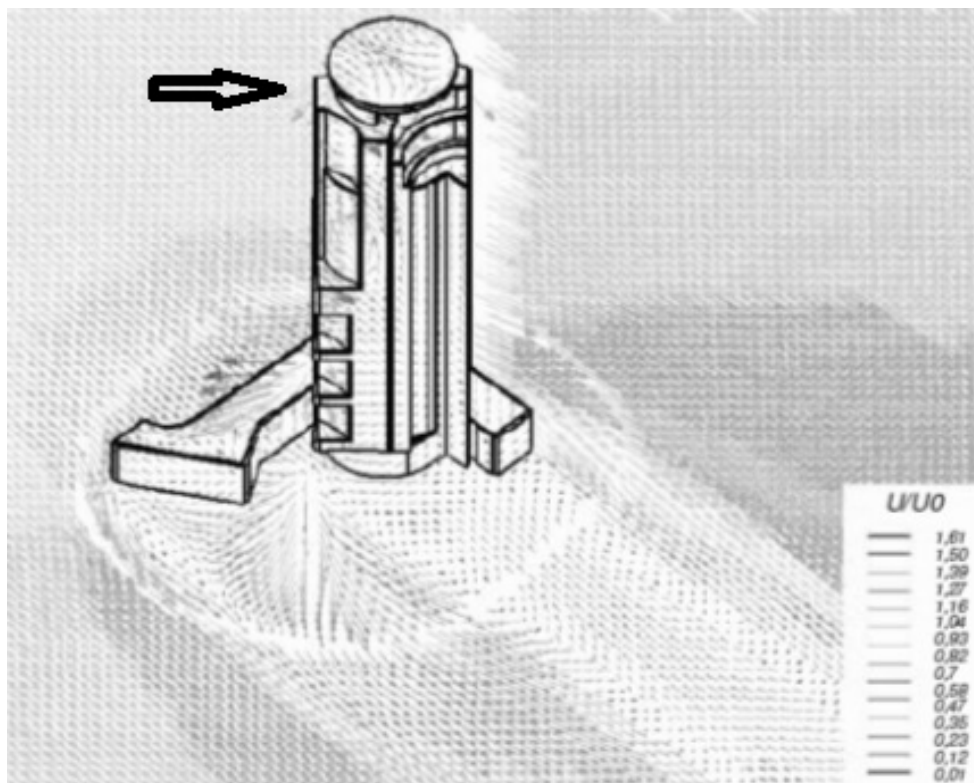


Рис. 1.37 - Экспериментальное определение аэродинамических характеристик макета высотного здания: *а* – дымовая визуализация обтекания здания; *б* – C_p в зависимости от направления ветрового потока, по результатам дренажных измерений в точке П-11 на (Рис. 1.38,*а*); *в* – аэродинамический коэффициент лобового сопротивления по результатам весовых испытаний при интенсивности турбулентности 0,2 % (кривая), и 2 % (значки)

На (Рис. 1.38) проиллюстрирован представлены результаты компьютерного моделирования ветровых воздействий на высотное здание. Результаты компьютерного моделирования позволяют выделить на фасаде зоны с наибольшим ветровым воздействием на ограждающие конструкции. Мгновенные значения C_p значительно превосходят значения СнИП, что указывает на существенность учета вторичных пульсаций.



a)



b)

Рис. 1.38 - Результаты численного моделирования трехмерного обтекания здания (поток ветра слева направо): *a* – мгновенное распределение C_p на поверхности фасадов; *b* – мгновенные направления потоков вблизи здания

Физическое и компьютерное моделирование основано на ряде предположений общего характера, а из нормативных документов требуется лишь информация о задаваемых характеристиках исходного ветрового потока. При определении ветровых нагрузок на высотные здания целесообразно сочетать оба этих метода, поскольку они дополняют друг друга и позволяют вносить необходимые уточнения при определении нагрузок на фасадных конструкции зданий.

1.5 Опыт строительства и технико-экономические

Опыт строительства и технико-экономические исследования последних лет определили тенденцию к увеличению высоты жилых и общественных зданий. Она нашла развитие в строительстве сначала наиболее крупных, а затем и многих других городов Советского Союза.

Высокий уровень индустриализации отечественного строительства решающим образом повлиял на выбор основного материала, используемого в несущих элементах многоэтажных зданий. Сборные железобетонные конструкции, изготавливаемые на механизированных заводах, в значительной мере вытеснили и продолжают вытеснять конструкции из других строительных материалов. Достаточно высокая прочность и жесткость, огнестойкость, экономичность позволили железобетону успешно конкурировать не только с каменными материалами, но и со стальными конструкциями.

Для сборного железобетона как основного строительного материала характерны две схемы несущих конструкций многоэтажных зданий, используемые в массовом строительстве – крупнопанельная (бескаркасная) и каркасная. Крупнопанельная схема несущих конструкций отлично зарекомендовала себя в зданиях с ячеистой планировочной структурой, однотипно повторяющейся по вертикали. Такая структура наиболее соответствует жилым зданиям и этим обусловлено широкое использование крупнопанельных конструкций в жилищном строительстве. Преимущества

бескаркасных конструкций намного уменьшаются в случаях, когда из-за планировочных соображений необходимо нарушить однотипность ячеистой структуры, например при использовании нижних этажей жилых домов для помещений общественного назначения с большими свободными пространствами. Аналогичная ситуация возникает при проектировании гостиниц, общежитий, административных зданий. В лечебных учреждениях, зданиях для проектных и научно-исследовательских институтов, в лабораторных корпусах и других сооружениях общественного и производственного назначения, как правило, появляется необходимость изменить планировочную структуру по вертикали. В практике строительства для таких зданий утвердилась каркасная схема несущих конструкций.

Высокие темпы развития науки и техники неуклонно сокращают сроки морального старения зданий. Изменения технологии и оборудования требуют пересмотра планировки и технологических связей между помещениями. Возникает ситуация, при которой полноценного, с точки зрения конструкций, здание оказывается неудобным для эксплуатации. Изменение планировки при каркасных несущих конструкциях, необходимое для продления срока службы здания, решается значительно легче, чем в крупнопанельных зданиях.

Технико-экономическими исследованиями установлено, что по ряду показателей при прочих равных условиях каркасные здания уступают крупнопанельным. Их стоимость на 5-10% выше, построечная трудоемкость на 10-15% больше, чем бескаркасных зданий. Кроме того, расход стали увеличивается на 30-50%. Несмотря на это, по изложенным выше причинам планировочного и технологического характера, каркасные здания широко применяются во всех странах мира.

1.6 Технические условия на проектирование противопожарной защиты высотных зданий. Проблемы и пути решения

В числе преимуществ высотного строительства обычно называют эффективное и экономное использование дорогостоящей городской территории, особую комфортабельность и массу различных технических новшеств [52].

В Москве активное высотное строительство началась после разработки и утверждения в 1999 г. городской программы «Новое кольцо Москвы», которой определено строительство до 2015 г. 60 высотных жилых, гостиничных и офисных комплексов. В рамках этой программы уже ведется строительство трех объектов, 37 находится в стадии проектирования.

По международным нормативам все здания, у которых хотя бы один этаж лежит вне зоны доступа пожарных с автолестницы или коленчатого подъемника, считаются высотными и относятся к группе специальных зданий. Это обуславливает повышение требований пожарной безопасности. Ведь пожары, происходящие в высотных зданиях, как правило, приводят к многочисленным человеческим жертвам, значительному экономическому ущербу и вызывают широкий резонанс в обществе.

Российские действующие нормативные документы содержат требования к жилым зданиям высотой не более 75 м и к общественным высотой не более 50 м. Поэтому в СНиП 21-01-97* «Пожарная безопасность» определяется, что для каждого здания большей высоты должны быть разработаны технические условия, отражающие специфику противопожарной защиты здания, включая комплекс дополнительных инженерно-технических и организационных мероприятий.

Перед проектировщиками и сотрудниками пожарной охраны встала сложная задача: учесть в данном документе все вопросы, связанные с обеспечением пожарной безопасности и разработать комплекс необходимых

мероприятий, которые способствовали бы обеспечению безопасности людей в случае возникновения пожара и созданию условий его успешного тушения.

Особенностями пожарной опасности высотных зданий являются:

- возможность быстрого развития пожара;
- сложность и длительность его тушения, связанная с трудностями подачи средств тушения и доступа пожарных подразделений из-за большой высоты;
- продолжительное время эвакуации людей и др.

В 1993 г. возник пожар в 29-этажном жилом доме на проспекте Маршала Жукова в Москве. При его тушении пожарные в полной мере ощутили все недостатки как в техническом оснащении противопожарной службы для тушения подобных пожаров, так и в конструкции самого здания. Тогда по поручению правительства города Управление пожарной охраны Москвы совместно с другими организациями разработало «Общие положения к техническим требованиям при проектировании жилых зданий высотой более 75 метров (более 25 этажей)». Данные требования и легли в основу разрабатываемых технических условий (ТУ), в которых формулируются основные требования по обеспечению пожарной безопасности здания на всех этапах жизненного цикла объекта (проектирование, строительство и эксплуатация).

В настоящее время появились новые строительные материалы, строительные технологии, системы жизнеобеспечения и контроля. Это требует внести коррективы в разработанные нормативы.

В результате совместной работы всех участников процесса строительства высотных зданий, а также проведенного анализа пожаров, произошедших на Останкинской телебашне в 2000 г., в 25-этажном жилом доме во 2-м Сетуньском проезде в ноябре 2005 г. (погибло 4 человека и 58 спасено), и других, были подготовлены МГСН 4.19–2005 «Временные нормы и правила проектирования многофункциональных высотных зданий-комплексов в городе Москве».

Это позволило заполнить создавшийся вакуум в федеральных нормах и конкретизировать основные положения требований пожарной безопасности применительно к уникальным и особо сложным объектам. Однако хотелось бы обратить внимание читателей, что МГСН 4.19–2005 носят рекомендательный характер и основные их положения должны быть учтены при разработке ТУ. Каждые ТУ только после согласования становятся нормативным документом.

В настоящее время МГСН 4.19–2005 нуждаются в корректировке. Эта работа уже началась и активно ведется. Проблемы пожарной безопасности в градостроительном комплексе Москвы неоднократно освещались в выступлениях и печати [53]. Однако ОАО «ЦНИИЭП жилища», которое в настоящее время является головной организацией в этом процессе, по-прежнему не наладило взаимодействия с Управлением государственного пожарного надзора (УГПН).

Как было отмечено выше, ТУ являются нормативным документом, и все изложенные в нем требования обязательны для всех юридических и физических лиц независимо от видов собственности и ведомственной принадлежности. А значит, и ответственность организаций, принимающих участие в разработке такого рода документов, очень велика.

Перед заказчиками и проектировщиками стоит очень непростой выбор организации – разработчика ТУ по обеспечению пожарной безопасности. К сожалению, наличие лицензии МЧС России не всегда гарантирует высокий профессионализм. Необходимо в первую очередь оценить уровень подготовки специалистов, опыт их работы конкретно в области пожарной безопасности. В Москве разработкой ТУ занимается не больше 10–15 организаций. При желании всегда можно выбрать организацию, квалификация и опыт специалистов которой максимально отвечают задачам заказчика.

Следующее наблюдение. На основании чего разрабатываются ТУ? Образно говоря, прежде чем сшить костюм, нужно нарисовать эскиз. На практике ТУ разрабатываются не на основании согласованного в установленном порядке технического задания (ТЗ), а на основании уже

выполненных пред проектных предложений. И разработчики ТУ по разным причинам идут на поводу у заказчиков, заложивших в еще не подготовленный документ многочисленные отступления и нарушения. При этом разработчики обычно даже не пытаются убедить проектировщиков в необходимости внесения изменений и дополнений в предлагаемые проектные решения. С такой ситуацией УГПН сталкивается постоянно. В этих случаях поступившие на согласование ТУ отправляются на доработку, что влечет дополнительные расходы средств и времени.

Состав ТУ является немаловажным вопросом. В настоящее время документа, регламентирующего состав ТУ, нет, поэтому следует пользоваться основными положениями ГОСТ 12.1.004–91* «ССБТ. Пожарная безопасность. Общие требования» и другими нормативными документами по пожарной безопасности. В ближайшее время МЧС России планирует вынести на обсуждение проект такого документа.

Практика показала, что ТУ по обеспечению пожарной безопасности должны содержать следующие основные разделы:

- общие положения;
- требования пожарной безопасности к генеральному плану;
- требования пожарной безопасности к объемно-планировочным и конструктивным решениям, а также к материалам внутренней отделки путей эвакуации;
- обеспечение эвакуации людей;
- состав систем противопожарной защиты;
- управление системами противопожарной защиты;
- требования пожарной безопасности к системам отопления, вентиляции и кондиционирования, противодымной защите;
- системы пожаротушения;
- системы автоматической пожарной сигнализации;
- системы оповещения и управления эвакуацией людей при пожаре;

- электроснабжение и защита электроустановок систем противопожарной защиты;
- требования по созданию условий для тушения пожара и проведению спасательных работ;
- организационные и режимные мероприятия.

Отсутствие документа, определяющего порядок разработки ТУ, приводит к возникновению ситуаций, когда, например, «Положение о технических условиях на проектирование и строительство уникальных, высотных и других экспериментальных объектов капитального строительства в городе Москве», разработанное Комитетом по архитектуре и градостроительству города Москвы (МКА) с участием Комитета города Москвы по государственной экспертизе проектов и ценообразованию в строительстве (МГЭ), ГУ «Центр Энлаком» и ОАО «ЦНИИЭП жилища», вообще не было представлено на рассмотрение в УГПН ГУ МЧС по г. Москве. А данный документ содержит требования в том числе и к содержанию ТУ по обеспечению пожарной безопасности и к порядку их оформления.

Мы надеемся, что ситуация будет меняться в лучшую сторону. Результаты совещания, проведенного на базе «Энлаком» 30.01.08 г., в работе которого принимали участие представители МКА, ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко, ФГУ ВНИИПО МЧС России, Академии МЧС России, Комитета государственного строительного надзора города Москвы (Стройнадзора) и другие организаций, это подтвердили. В ходе обсуждения возникших разногласий был сделан первый шаг к взаимопониманию, который показал, что главная цель – обеспечение безопасности людей и успешное тушение пожара.

Характерные недостатки ТУ по обеспечению пожарной безопасности. Часто в ТУ разработчики не указывают все имеющиеся отступления от противопожарных требований действующих нормативных документов. Однако в процессе разработки проектной документации на основании ТУ все недоработки выявляются, и МГЭ при рассмотрении проектов направляет

генеральных проектировщиков на повторное согласование ТУ в ГПН как Москвы, так и России.

Немаловажными является учет расстояния до пожарных частей и их оснащённости специальной техникой (автонасос высокого давления, коленчатый подъемник или автолестница высотой более 50 м и др.). Не всегда эти вопросы находят отражение в ТУ. Также разработчики ТУ не всегда регламентируют планы расстановки специальных пожарных автомобилей. А это очень важно. От того, насколько быстро придут подразделения пожарной охраны и как они организуют свою работу по тушению пожара, зависит спасение людей и уровень материального ущерба.

Данный вопрос для Москвы является особенно актуальным, так как для мегаполиса характерно наличие большого количества автомобилей, недостаточное количество транспортных развязок и парковочных мест, что обуславливает постоянные пробки и препятствует своевременному прибытию пожарных подразделений к месту пожара, а также отсутствие полноценных подъездов для установки специальной пожарной техники.

В отдельных ТУ закладываются либо компенсирующие противопожарные мероприятия, выполнить которые невозможно, например установка противопожарных не открывающихся окон в квартирах, либо мероприятия, которые не могут обеспечить необходимый уровень безопасности, например вместо выхода из лестничной клетки высотной части непосредственно наружу выход из нее предусматривается через тамбур шлюз с подпором воздуха в вестибюль и далее на улицу. На стадии рассмотрения и согласования ТУ находить пути исправления таких ошибок весьма сложно, особенно если разработчики приходят, когда ТУ уже согласованы с заказчиком и генпроектировщиком. Конечно можно просто не согласовать ТУ, но разве это решит проблему? Думаю, что нет.

Один из спорных вопросов: нужно ли на стадии разработки ТУ проводить расчеты пожарных рисков, эвакуации, против дымной вентиляции? Мнение

автора и других специалистов: необходимо, особенно в тех случаях когда требуется подтверждение разработанных компенсирующих мероприятий.

При заинтересованности читателей процесс разработки ТУ может быть рассмотрен в следующих номерах журнала. Согласование ТУ по обеспечению пожарной безопасности.



Рис. 1.40 - Пожары в многоэтажных зданиях создают угрозу жизни значительному количеству людей и наносят огромный материальный ущерб: а – пожар в жилом доме на Кутузовском проспекте (Москва); б – пожар в жилом комплексе «Атлантис» (Владивосток); в – пожар в 32этажном административном здании (Астана, Республика Казахстан)

При заинтересованности читателей процесс разработки ТУ может быть рассмотрен в следующих номерах журнала. Согласование ТУ по обеспечению пожарной безопасности.

Работа, проводимая УГПН города Москвы по согласованию отступлений, регламентирована Приказом министра МЧС России от 16.03.2007 г. № 141 «Об утверждении Инструкции о порядке согласования отступлений от требований пожарной безопасности, а также не установленных нормативными документами дополнительных требований пожарной безопасности», который

зарегистрирован в Министерстве юстиции 29 марта 2007 г. № 9172. Данным приказом, в развитие статей 6 и 20 Федерального закона от 21.12.1994 № 69-ФЗ «О пожарной безопасности», было создано правовое поле для согласования отступлений от требований пожарной безопасности.

В 2007 г. проведено 18 заседаний НТС, рассмотрено 162 ТУ по обеспечению пожарной безопасности.

Вновь приходится констатировать, что представители МГЭ, ссылаясь на внутриведомственные документы, продолжают не просто игнорировать все заседания совета, но и постоянно подвергают сомнению законность его проведения, порядок согласования и компетентность специалистов, входящих в состав НТС. В конечном итоге это может привести к тому, что процесс согласования проектов, а значит, и строительства объектов фактически будет приостановлен.

УГПН в очередной раз обратилось в адрес руководства МГЭ с предложением об участии его представителей в работе НТС и о проведении совместного совещания по вопросам рассмотрения и согласования ТУ и контроля полноты выполнения требований технических условий в разработанной проектной документации. Выражаем надежду, что наши предложения не останутся без ответа.

Обеспечение пожарной безопасности объектов градостроительной деятельности может быть достигнуто только комплексными мерами, согласованными действиями всех участников процесса, особенно в крупных городах.

Строительство высотных зданий в условиях существующей городской застройки без должного обеспечения противопожарных мероприятий подвергает опасности не только людей, находящихся в этих зданиях, но и на прилегающих территориях. При возникновении пожара в высотном здании заветный телефон «01» вряд ли сможет обеспечить спасение людей.

1.7 Определение основных направлений исследования

Подводя итог сказанному в первых пунктах первой главы можно выделить основные проблемные вопросы в области расчета и проектирования высотных зданий. А именно, нет четких рекомендаций по выбору наиболее оптимальной конструктивной и расчетной модели данного типа зданий. Несмотря на то, что расчетные и конструктивные схемы многоэтажных зданий в пространственной постановке задачи разработаны, однако они нуждаются в уточнении, направленном на более полный учет конструктивных особенностей работы каждого элемента, в том числе и на различных этапах возведения и эксплуатации здания, и его вклад в работу всего здания. Практически отсутствуют рекомендации по необходимости и методике учета последовательности возведения для высотного здания, определенной конструктивной схемы. Существующая же в данной области научная литература описывает лишь конкретные частные случаи, не отвечая на вопросы: нужно ли учитывать и где, последовательность возведения, как формируется напряженно-деформированное состояние здания при этом, какие факторы наиболее важны при таком расчете. Кроме того, несмотря на развитие и широкое распространение CAE систем, актуальным становится развитие упрощенных методов расчета, способных качественно подтвердить, получаемые, с использованием современных информационных технологий, результаты.

Таким образом, основываясь на анализе, проведенном выше, можно выделить основные задачи исследования:

- анализ необходимости учета истории возведения высотных зданий, при определении их НДС, а также выявление причин несоответствия результатов, получаемых с использованием традиционных методов мгновенного расчета всего здания, данным действительного НДС конструкций;
- определение факторов и механизмов, влияющих на формирование НДС высотного здания, как системы развитой в вертикальной плоскости, при

учете последовательности возведения;

- анализ необходимости учета продольной податливости вертикальных несущих элементов каркаса высотного здания и определение его влияния на формирование НДС расчетной модели в целом;

- разработка эффективной методики расчета высотного здания с учетом последовательности возведения, вертикальной податливости элементов каркаса, и других выявленных в ходе исследования факторов;

- анализ влияния элементов повышенной продольной и изгибной жесткости (диафрагм, связей и т.п.) на формирование НДС здания;

- совершенствование существующих методов расчета посредством учета обозначенных выше факторов;

- исследования факторов, существенно влияющих на изменение НДС элементов каркаса здания, на стадии эксплуатации;

- исследование влияния продолжительности динамических воздействий кинематического характера на формирование НДС высотных зданий, в контексте рассмотрения их как систем развитых в вертикальной плоскости;

- исследование устойчивости к прогрессирующему обрушению высотных зданий, в статической и динамической постановках задачи, с учетом результатов, полученных при исследовании их НДС на стадиях возведения и эксплуатации;

- определение факторов, влияющих на формирование НДС несущей системы здания при аварийных ситуациях, связанных с локальным обрушением несущих элементов.

ОСНОВНЫЕ ВЫВОДЫ ПО ГЛАВЕ 1

На основании проведенного краткого обзора развития высотного строительства можно сделать следующие выводы:

1. Общая теория расчета высотных зданий в отечественной практике развивается путем уточнения и совершенствования их расчетных схем, посредством учета новых факторов, и в целом находится на достаточно высоком уровне. Однако сохраняется множество вопросов, связанных с учетом воздействия на здание горизонтальных нагрузок, необходимостью учета последовательности возведения, вертикальной податливости колонн.

2. Несмотря на то, что расчетные и конструктивные схемы многоэтажных зданий в пространственной постановке задачи разработаны, однако они нуждаются в уточнении, направленном на более полный учет конструктивных особенностей работы каждого элемента и его вклад в работу всего здания, как на этапе возведения, так и на этапе эксплуатации.

3. Наиболее распространенной в настоящее время в России является рамно-связевая конструктивная схема высотного здания, в качестве диафрагм жесткости используются сплошные железобетонные диафрагмы.

4. Основной недостаток данной схемы высотного здания является перенапряжение рамных элементов, при включении в работу диафрагмы не только на горизонтальные, но и на вертикальные нагрузки.

5. Определены основные задачи исследования.

2 ОПРЕДЕЛЕНИЕ ОСНОВНЫХ ИСХОДНЫХ ДАННЫХ ДЛЯ ИССЛЕДОВАНИЯ ПОВЕДЕНИЯ ПОД РАЗЛИЧНЫМИ НАГРУЗКАМИ РАСЧЕТНЫХ СХЕМ ЗДАНИЙ РАЗВИТЫХ В ВЕРТИКАЛЬНОЙ ПЛОСКОСТИ

Строительной механикой называется наука о расчете сооружений на прочность, жесткость и устойчивость. Таким образом, основной задачей, вытекающей из обозначенного определения, является разработка методов для определения прочности, жесткости, устойчивости и в целом напряженно-деформированного состояния любой конструкции здания или сооружения. При этом, А.В. Дарков и Н. Н. Шапошников справедливо отмечают, что строительная механика, как никакая другая наука, следовала требованиям практики и развивалась вместе с ней. Именно поэтому самостоятельно данная наука начала формироваться только с начавшимся в XIX веке строительством больших мостов, железных дорог, различных крупных промышленных сооружений и др. объектов в первую очередь промышленного назначения. Для надежного их проектирования и потребовались новые методы, позволяющие быстро, достоверно и качественно определять их поведение под различными нагрузками. Очевидно, что и в настоящее время строительная механика не утратила своего назначения, а именно, обеспечить строительство надежными методами статического и динамического расчета. При этом, из-за постоянно нарастающих темпов строительства зданий повышенной этажности, дальнейшее её развитие, в плане разработки методов определения НДС моделей развитых по высоте, становится все более актуальными и необходимым. При этом определяющим звеном является вопрос рассмотрения возможности применимости методов, созданных для расчетных схем развитых в основном в горизонтальной плоскости, а также определение факторов, позволяющих более достоверно определять НДС зданий и сооружений.

Учитывая сказанное, очевидно, что без рассмотрения существующих, наиболее применяемых конструктивных схем зданий, т.е. без обращения к

практике, дальнейшее развитие и совершенствование методов и принципов расчета практически теряет смысл. Поскольку невозможно получить метод определения, какого либо параметра системы, не имея никаких сведений о данной системе, т.е. по сути даже не зная о ее существовании. Именно поэтому, в данной главе диссертации далее рассмотрены наиболее применяемые, в настоящее время, конструктивные схемы зданий, а также проанализированы их достоинства и недостатки, и выбраны основные исходные данные необходимые для дальнейших исследований согласно намеченной цели.

2.1 Конструктивные схемы высотных зданий. Достоинства и недостатки.

В настоящее время существует много определений термина «высотное здание», в данной работе к высотным зданиям отнесены здания этажностью более 25 этажей и высотой более 75 метров, что соответствует определению высотного здания. Высотные здания, как уже было отмечено в первой главе, выполняются в основном в каркасном варианте, поэтому рассмотрим более подробно достоинства и недостатки таких систем, и выберем наиболее оптимальную систему, с точки зрения прочности и устойчивости. Кроме того отметим, основные особенности расчета, присущие каждой из них, для того чтобы в дальнейших исследованиях можно было проводить сравнительный анализ, необходимый для определения факторов, влияющих на адекватность и достоверность конечных результатов.

В отечественной практике строительства наиболее распространены железобетонные монолитные и сборно-монолитные каркасные высотные здания, реже – в металлическом варианте. В конструктивном отношении каркасные здания представляют собой систему продольных и поперечных рам, образованных колоннами ригелями и диафрагмами. В качестве перекрытия используются сборные железобетонные плиты перекрытия, многопустотный или сплошной настил, а также монолитные перекрытия. Продольная и

поперечная устойчивость каркасных зданий обеспечивается рамными узлами колонн и ригелей, а также работой различных связей. Для увеличения несущей способности каркаса на горизонтальные воздействия (ветровые и (или) сейсмические) в настоящее время широко применяются диафрагмы жесткости. Диафрагмы жесткости могут выполняться из монолитного или сборного железобетона, а также могут быть выполнены в виде крестовых или подобных связей в металлическом исполнении [54].

Характерной особенностью высотных зданий, в отличие от зданий «нормальной» этажности (до 25 этажей), является существенное влияние горизонтальной нагрузки – ветровой и сейсмической. А именно, их доля в величине всех действующих на здание нагрузок с увеличением этажности значительно возрастает, что вызывает перегрузку несущих конструкций, что в свою очередь приводит к дополнительному расходу материала. Следует отметить, что развитие конструктивных схем многоэтажных зданий происходило в основном именно под влиянием фактора «горизонтальной нагрузки».

Для обеспечения прочности, устойчивости и необходимой жесткости высотного здания в настоящее время применяются следующие конструктивные схемы-рамные, рамно-связевые, связевые [55].

Рамная конструктивная схема представляет собой систему рам, образованных колоннами и ригелями, имеющих жесткое соединение друг с другом, обеспечивающее необходимую жесткость для восприятия горизонтальных нагрузок (Рис. 2.1).

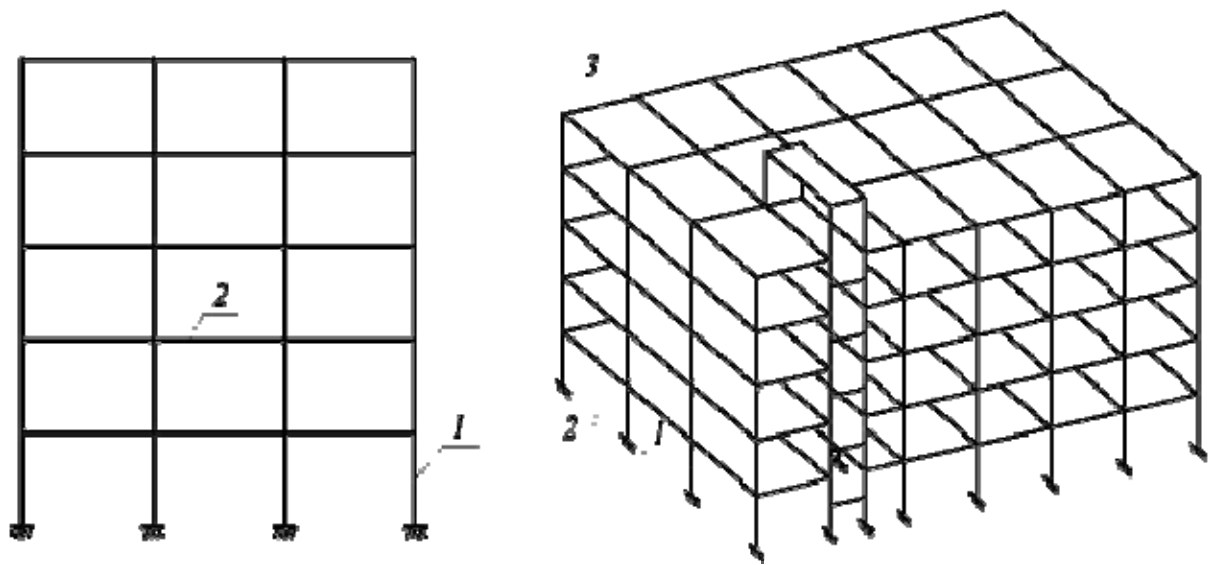


Рис. 2.1 - Принципиальная компоновка рамной конструктивной схемы здания: 1- колонны, 2- ригели, 3- перекрытия

К основным достоинствам рамных конструктивных схем относится, прежде всего, максимально возможная, по сравнению с другими схемами, свобода планировки помещений внутри здания, а также наиболее оптимальное перераспределение нагрузок между несущими элементами, благодаря отсутствию элементов, чья несущая способность полностью не используется, как например, в связевых и рамно-связевых каркасах. Однако с увеличением этажности, а следовательно, и увеличением доли ветровой нагрузки, сечения колонн и ригелей получаются большими, что значительно усложняет конструкцию и приводит к удорожанию здания в целом, так как возникают значительные трудности обеспечения необходимой жесткости каркаса и его экономичности. Кроме того, из-за малой жесткости таких каркасов, связанной с отсутствием дополнительных связей, рамные конструктивные схемы не используются в сейсмически опасных районах, так как жесткие узлы соединения ригелей с колоннами не способны воспринимать сейсмическое воздействие. Это связано, прежде всего, с колебательным характером

сейсмического воздействия, которое в отличие от ветровых колебаний, значительно больше по величине.

Еще одним недостатком является устройство сложных жестких узлов сопряжения ригелей с колоннами, которое значительно усложняет процесс возведения каркаса и увеличивает стоимость всего здания. Кроме того, использование традиционных стержневых моделей расчета, в том числе и реализованных в широко применяемых САЕ системах, не позволяет в полной степени определить НДС рамного узла, особенно при динамических нагрузках. Несмотря на это, стержневые расчетные модели, являются основными, применяемыми для расчета каркасных зданий с любой конструктивной схемой. Это объясняется, значительным сокращением трудоемкости расчетов, достигаемым использованием стержневых моделей расчета, при незначительном ухудшении их адекватности реальному поведению конструкции. Последнее, отчасти компенсируется отдельным моделированием сложных узлов, в пространственной, объемной постановке.

В настоящее время рамные каркасы, как правило, используются для зданий этажностью не более 30-40 этажей, в районах с незначительными горизонтальными нагрузками [56]. В мировой и отечественной практике высотного строительства данные системы практически не используются. Наиболее широкое применение особенно в отечественном строительстве получили рамно-связевые конструктивные схемы.

Рамно-связевая конструктивная схема представляет собой рамную конструкцию, в которой часть рам заменена на жесткие вертикальные элементы решетчатые связи и (или) сплошные стены-диафрагмы (Рис. 2.2).

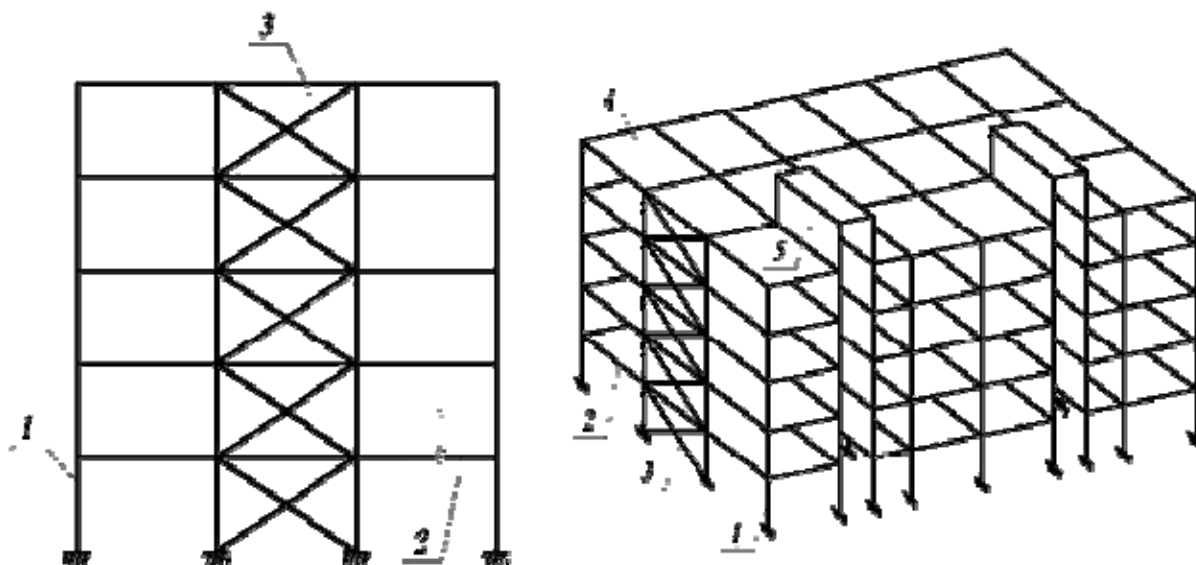


Рис. 2.2 - Принципиальная компоновка рамно-связевой конструктивной схемы здания. 1 – колонны, 2 – ригели, 3 – решетчатые связи, 4 – перекрытия, 5 – сплошные диафрагмы

Благодаря внедрению в рамный каркас связей, обладающих высокой поперечной жесткостью, удалось значительно повысить несущую способность каркаса в целом, а также существенно увеличить его устойчивость при действии горизонтальных нагрузок, за счет их передачи на более прочные элементы – диафрагмы. Применение рамно-связевых систем позволило значительно повысить этажность зданий, особенно строящихся в районах с большими горизонтальными нагрузками. Кроме того, следует отметить, что рамно-связевые конструктивные схемы более экономичны особенно для зданий более 10 этажей. Так, например, как отмечается в, здания с рамно-связевыми конструктивными схемами этажностью выше 10-15 этажей экономичнее на 10-15 процентов, чем аналогичные с рамной конструктивной схемой. При этом, с увеличением этажности, экономическая эффективность увеличивается, вследствие того, что в зданиях без диафрагм поперечные сечения колонн значительно возрастают, так как возрастают горизонтальные нагрузки, вследствие чего для обеспечения необходимой прочности необходимо увеличивать изгибную жесткость колонн, путем увеличения сечения.

В настоящее время рамно-связевые конструктивные схемы являются наиболее распространенными. Среди них выделяют традиционные рамно-связевые каркасы и пространственно-связевые конструктивные схемы. К первым относятся, прежде всего, каркасы, имеющие рамный каркас с замещенными в нем рамами на связи, вторые же представляют собой рамное здание со сложной пространственной системой связей, объединяющей весь каркас здания в сложную систему рам и связей (Рис. 2.3).

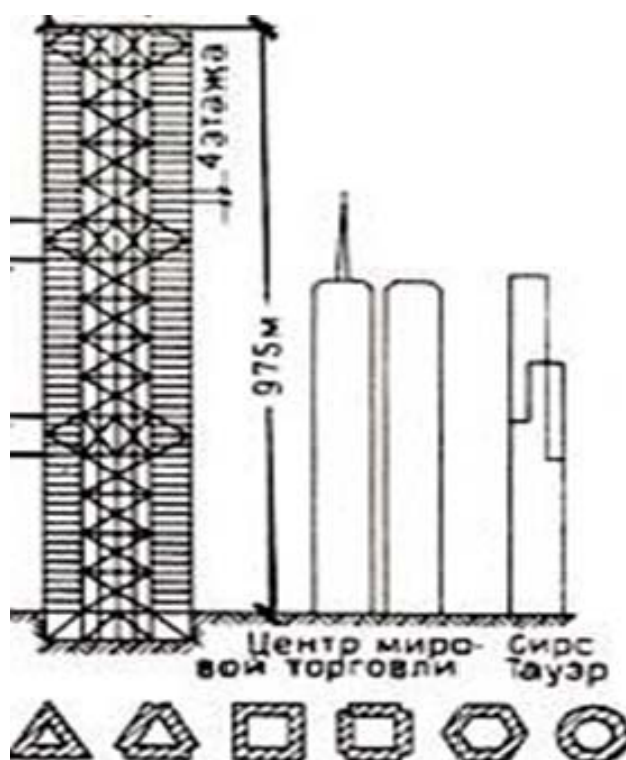


Рис. 2.3 - Конструктивное решение высотного здания (240 этажей), работающего как оболочка. Устойчивость обеспечена пространственной системой связей

Традиционные рамно-связевые системы могут использоваться при проектировании зданий до 60-ти этажей, и то при определенных условиях, например, при отсутствии сейсмичности. Одной из главных проблем при проектировании зданий с традиционной схемой, является различная работа элементов каркаса (ригелей и колонн) по высоте, связанная с неравномерной

деформативностью здания. Причем если для сравнительно невысоких зданий (менее 25 этажей) неравномерность можно снизить введением благодаря диафрагмам жесткости, то с увеличением этажности данное действие становится затруднительным ввиду сложного напряженно-деформированного состояния каркаса в целом. В свою очередь это приводит к перенапряжению отдельных элементов и может стать причиной прогрессирующего разрушения здания. Кроме того, большим недостатком такой системы является локальные перенапряжения в узлах стыка диафрагм и рамных конструкций, что в свою очередь так же значительно влияет на общую устойчивость здания к лавинообразному обрушению.

Пространственно-связевые схемы, как правило, применяются для высотных зданий более 60 этажей, для зданий типа «небоскреб». Благодаря более высокой жесткости, создаваемой сложной системой пространственных связей, горизонтальные прогибы от ветровой нагрузки значительно меньше, чем у остальных систем, что значительно сказывается на экономической эффективности данных конструкций. Однако, следует отметить, что здания с пространственно-связевой конструктивной схемы, экономичнее только при больших высотах (более 60-70 этажей). При более низкой этажности пространственные связи, требуемые для эффективного перераспределения горизонтальных нагрузок на все элементы каркаса, не используют полностью свою прочность, что совместно с большими затратами труда делает их неэффективными по сравнению с другими системами.

Рассчитываются рамно-связевые конструктивные схемы аналогично рамным системам, а именно с использованием стержневых расчетных моделей, традиционными методами строительной механики – методом сил, методом перемещений. Однако, зачастую при расчете используются, модели, не учитывающие продольную податливость вертикальных несущих элементов. Кроме того, используется допущения об отсутствие совместной работы связей и рам на вертикальные нагрузки, что как установлено, и будет отмечено далее в

диссертации, приводит к существенным неточностям в определении НДС таких систем.

Связевая конструктивная схема – представляет собой совокупность рам, расположенных либо в одном, либо в нескольких направлениях, и связей, ригели при этом имеют «шарнирное» сопряжение с колоннами и со связями. При этом перекрытия в данных зданиях выполняют важную роль, а именно, связывают в одно целое рамы и диафрагмы, передавая тем самым горизонтальные нагрузки на последние.

Вертикальная нагрузка в связевой схеме воспринимается за счет работы колонн и ригелей, связи же воспринимают только горизонтальные нагрузки (Рис. 2.4).

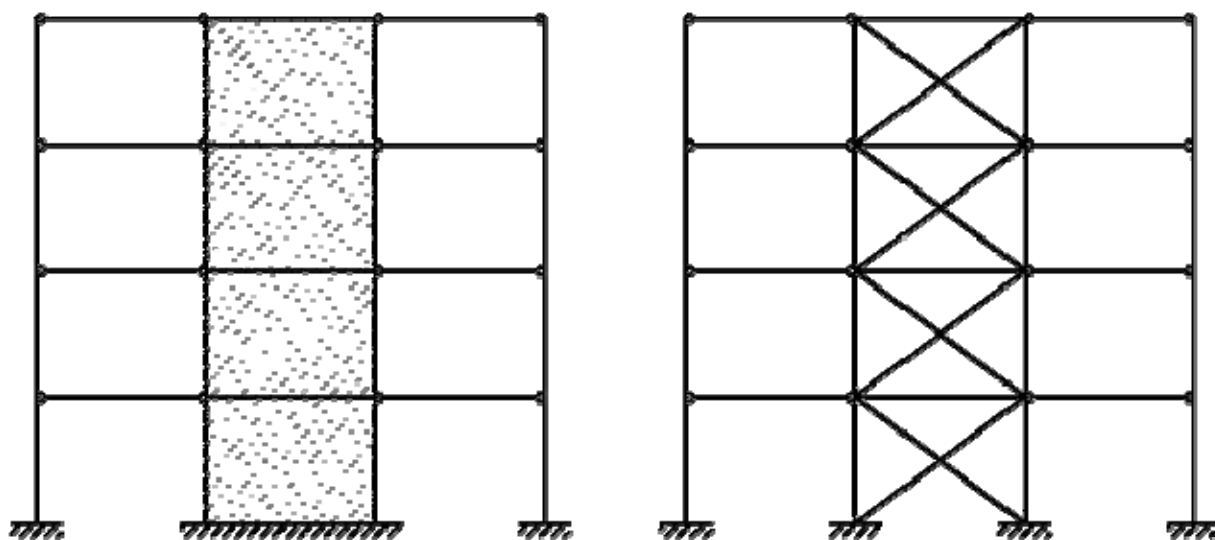


Рис. 2.4 - Принципиальная компоновка связевой конструктивной схемы здания

Одним из главных достоинств такой схемы является наибольшая унификация элементов каркаса, особенно ригелей, работающих независимо от остального каркаса, как шарнирно-оперные однопролетные балки. Именно это достоинство, позволяет в отличие от других систем, использовать традиционные стержневые модели расчета. Причем расчеты балок и колонн, можно вести как отдельных, не зависящих друг от друга элементов, используя для вычисления усилий в них, простейшие методы сопротивления материалов и

строительной механики, определяя их зачастую из уравнений равновесия системы [57]. Однако данное положительное качество связевых каркасов накладывает и ряд ограничений на внутреннюю планировку здания, которое связано с размещением диафрагм.

Другим немаловажным достоинством данной системы, является отсутствие жестких узлов сопряжения ригелей с колоннами, что упрощает их расчет и значительно сокращает сроки возведения здания в целом. Однако ввиду отсутствия жестких узлов сопряжения ригелей с колоннами, применение ее в высотном домостроении, требует установки дополнительных связей, по сравнению с рамно-связевыми системами, что не только усложняет каркас, но и повышает стоимость всего здания. Кроме того, здания со связевой конструктивной схемой, имеют намного меньшую устойчивость к прогрессирующему разрушению как природного характера (карстовые провалы, сейсмика и др.), так диверсионного и техногенного (теракты, аварии, взрыва бытового газа и т.п.). Так как, практически не обладают, в отличие от рамных и рамно-связевых систем, перераспределяющими способностями. Таким образом, учитывая современные нормы проектирования [58], учитывающие отмеченные обстоятельства, случаи применения связевых схем, в чистом виде, в высотном строительстве практически отсутствуют.

2.2 требования к высотным зданиям

Выбор конструктивной схемы высотного здания определяется не только пониманием особенности ее работы. Конструкция здания – лишь один из немногих важных факторов прочеса проектирования.

Общие экономические соображения. Ни одна конструктивная схема не является, безусловно, предпочтительной, обоснование ее выбора должно включать рассмотрение экономических факторов. Поэтому при проектировании конкретного сооружения следует рассматривать два или более различных

решений, которые хотя и кажутся подчас похожими, но отличаются технико-экономическими показателями.

Проектировщик должен учитывать не только первоначальную стоимость проекта, но и затраты на функционирование законченного здания, т.е. должен принимать во внимание вопросы экономики здания. Так, например, по мере увеличения высоты здания требуется все большая площадь для несущих конструкций, инженерного оборудования, лифтов, а полезная площадь уменьшается. Координация деятельности архитектора, инженера и подрядчика на стадии компоновки и проектирования здания позволяет получить наиболее экономичное решение. Такое содружество позволяет начать строительные работы до того, как разработаны все рабочие чертежи здания.

Грунтовые условия. Работа здания зависит от несущей способности грунтов основания. Фундаменты или нижняя часть сооружения связывают верхнюю часть с грунтом. Они воспринимают и распределяют нагрузки таким образом, чтобы грунт мог их выдержать. Выбор типа здания во многом определяется геологией строительной площадки. Грунтовые условия изучаются до выбора конструктивного решения здания. В любом случае решение трех составных частей здания — надземного строения, подземной части и грунта — допускает сравнительную свободу совместного выбора наиболее рационального конструктивного решения.

Отношение высоты здания к его ширине. По мере увеличения отношения высоты здания к его меньшему размеру в плане (ширине) жесткость здания повышают. Она зависит от величины и числа пролетов, конструктивной схемы, жесткости несущих элементов и их сопряжений. Обычно для плоских рамных каркасов отношение высоты к ширине находится в пределах 5-7.

Требования к изготовлению и возведению. Методы изготовления конструкций и возведения здания могут оказывать существенное влияние на выбор конструктивной схемы. По существу они могут быть определяющими при строительстве зданий со сборными конструкциями. Такие системы применяются в связи с тем, что они снижают затраты труда и время возведения

объектов. Поэтому перед выбором метода строительства необходимо учитывать технологию изготовления и монтажа конструкций.

Требования к системам инженерного оборудования. Системы инженерного оборудования, включающие теплоснабжение, вентиляцию и кондиционирование, лифты, электроснабжение, водоснабжение и канализацию, мусороочистку, составляют более одной трети общей стоимости высотных зданий. Иногда для системы инженерного оборудования предусматриваются специальные пространства у наружных стен или технические этажи для размещения сложных систем коммуникаций. Все эти решения оказывают существенное влияние на общий внешний вид здания и выбор экономичной конструктивно планировочной схемы.

Требования к огнестойкости конструкций зданий. Для высоких зданий огнестойкость конструкций становится важным фактором проектирования по двум основным причинам. Во-первых, поскольку большинство этажей находится вне зоны действия пожарных машин, основной упор по борьбе с пожарами переносится внутрь здания. Во-вторых, полная эвакуация здания за короткий период практически невозможна.

Опасности пожаров в меньшей степени связаны с тепловыделением, чем с задымлением и токсичными газами, которые приводят ко многим неприятностям. Поэтому в соответствии с современными требованиями по огнестойкости конструкций здания должны удовлетворять следующим положениям:

- * совместность работы несущих конструкций в течение определенного времени и, следовательно, расширение применения негорючих материалов, которые не горят и не выделяют дыма;

- * локализация огня для предотвращения его распространения к определенным зонам здания;

- * надежная система эвакуации;

- * эффективная система обнаружения дыма и огня;

- * спринклерные системы и необходимая вентиляция дыма и тепла.

Доступность и стоимость основных строительных материалов. Некоторые строительные площадки могут находиться вблизи мест добычи определенных строительных материалов. Это позволяет снизить транспортные расходы и может сделать в общем случае более дорогой материал сравнительно дешевым. Если требуемый материал трудно получить, то это может привести к затягиванию сроков строительства и повышению его стоимости. Такие расчеты должны проводиться с оценкой стоимости вариантов применения разных строительных материалов.

2.3 Постановка задачи и выбор исследуемой конструктивной модели

Проанализировав вышеописанные достоинства и недостатки существующих конструктивных схем высотных зданий, можно считать, что наиболее эффективной и общей для высотного строительства, является рамно-связевая конструктивная схема. В зависимости от высотности здания, как уже было сказано выше, различают два типа данной схемы:

1 традиционная рамно-связевая система, используемая для зданий не более 60 этажей или 200 м;

2 пространственно-связевая конструктивная схема, используемая для высотных зданий более 200 м, типа – «небоскреб».

Наибольший интерес представляет первый тип рамно-связевого каркаса, так как в современном отечественном строительстве, наиболее распространенными является здания ниже 60 этажей, в которых, как уже было отмечено, второй тип рамно-связевого каркаса является не эффективным. Кроме того, следует отметить, что здания имеющие этажность более 60 этажей, насчитывается в мире немногим больше 30, при этом являются уникальными сооружениями, построенными по специальным проектам. Таким образом, для дальнейших исследований будем использовать традиционную рамно-связевую конструктивную схему, как наиболее подходящую для массового строительства.

Известно, что для расчета здания конструкторы принимают расчетную схему, которая так должна адекватно описывать поведение здания под нагрузкой и тем самым гарантировать точность расчета его НДС с учетом полноты описываемых явлений. При этом, вводимые при переходе от реальной объекта к его расчетной схеме упрощения, не должны существенно влиять на точность и достоверность получаемых результатов.

Согласно существующим строительным нормам [59], расчет рекомендуется производить преимущественно по пространственным или плоским расчетным схемам, причем в двух взаимно перпендикулярных направлениях, соответствующих осям наименьшей и наибольшей жесткости здания. Однако, в литературе имеется ряд работ, исследующих поведение сооружения при косом действии ветровых и сейсмических нагрузок, в которых учитывается эксцентриситет между центром жесткости и центром масс здания, косое действие ветровой нагрузки и косой подход сейсмической волны, т.е. несинфазность сейсмической или иной нагрузки по длине сооружения. Наиболее характерным являются исследования А.И. Сапожникова [60], показавшие, что при кратных или близких частотах поступательных и крутильных колебаний и при наличии случайных эксцентриситетов могут возникать деформации кручения здания, которые значительно влияют на общее НДС, изменяя на 60...100% НДС крайних элементов каркаса.

В соответствии с вышеизложенным, в качестве расчетной схемы здания примем его пространственную модель, способную учесть различные возможные факторы, в том числе и возможное кручение при действии ветровых и сейсмических нагрузок. При этом в некоторых случаях, если это будет возможно, будем также использовать плоские расчетные схемы, при должном обосновании. Кроме того, в исследованиях будем учитывать влияние продольной податливости вертикальных несущих элементов, а также совместную работу связей и рам, не только на горизонтальные, но и на гравитационные нагрузки.

2.4 Учет деформаций перекрытий в своей плоскости

Одним факторов, влияющих на формирование достоверных расчетных моделей здания, является учет деформаций перекрытий в своей плоскости, или их податливость.

Известно, что перекрытия в зданиях являются горизонтальными диафрагмами, обеспечивающими их пространственную жесткость и распределяющие горизонтальные нагрузки между вертикальными несущими конструкциями. Таким образом, очевидно, что их конструктивное исполнение играет огромную роль на податливость в горизонтальной плоскости.

В настоящее время перекрытия многоэтажных зданий выполняются как в сборном, так и в монолитном исполнениях, и если к последним не предъявляются особых требований по податливости, т.к. их жесткость обеспечена с запасом, то к первым подход иной. Сборные перекрытия должны удовлетворять требованиям, предъявляемым диафрагмам жесткости, то есть они должны быть достаточно жесткими в своей плоскости, а также иметь связь с несущими вертикальными элементами здания. При соблюдении этих требований сборные перекрытия могут быть эквивалентными монолитным железобетонным перекрытиям.

Как показали натурные испытания зданий (ЦНИИСК, ЦНИИЭП и др.), что также подтверждается теоретическими исследованиями [61], сборно-монолитные перекрытия работают в своей плоскости не как абсолютно жесткие диски, а как элементы, в которых проявляются деформации изгиба и сдвига.

Одно из первых экспериментальных исследований замоноличенных сборных железобетонных перекрытий принадлежит Х.А. Асамбекову. В работе [62] им отмечено, что жесткость сборных железобетонных перекрытий существенно зависит от характера замоноличивания, и уменьшается по мере увеличения нагрузки.

Эта работа была продолжена Я.М. Айзенбергом. В своих работах, в частности в кандидатской диссертации, им были проведены

экспериментальные исследования жесткости в своей плоскости сборных железобетонных перекрытий с обвязкой, со шпонками из дерева. В результате чего им было установлено, что жесткость сборных железобетонных перекрытий в своей плоскости в значительной степени зависит от уровня действующей нагрузки и может быть в несколько раз меньше жесткости монолитных перекрытий. В работе [63], им также показано, что учет податливости перекрытий существенно отражается на перераспределении горизонтальной сейсмической нагрузки между поперечными стенами здания с жесткой конструктивной схемой.

Дальнейшие исследования работы перекрытий в своей плоскости, были проведены А.А. Михайловым и А.И. Сапожниковым, предложивших их условные жесткости изгиба (EI) и сдвига (GA). В своих последующих работах А.И. Сапожников [64] экспериментально и теоретически показал, что при определении перемещений перекрытий, деформирующихся в своей плоскости, решение теории упругости и элементарной теорией изгиба, с учетом деформаций сдвига (балочная расчетная схема) дают близкие результаты. Использование балочного подхода показало, что в процессе нагружения перекрытия, за счет раскрытия швов между плитами или образования трещин в монолитных перекрытиях, жесткости EI и GA существенно снижаются, причем неравномерно по их длине.

Исходя из вышеизложенного, следует, что податливость перекрытий в своей плоскости, особенно за счет снижения их жесткости при увеличении нагрузки, приводит к деформируемости контура здания в плане, что существенно сказывается на его пространственной жесткости. Однако, учитывая небольшие в плане размеры высотных зданий и более высокую жесткость вертикальных элементов снижающих податливость диска перекрытия, в данной работе последняя не учитывалась.

2.5 Методики расчета

Рассматривается статический расчёт монолитных многоэтажных зданий каркасно-стеновой системы с плоскими плитами перекрытий методом конечных элементов с учётом физической нелинейности [68].

При расчёте плит перекрытий методом конечных элементов с использованием жёсткостных характеристик как сплошного упругого тела наблюдается пиковое распределение изгибающих моментов у колонн, что требует установки в этих участках перекрытий большого количества продольной растянутой арматуры. На самом деле, с увеличением изгибающих моментов жёсткостные характеристики плоского элемента снижаются в результате образования трещин и развития неупругих деформаций в бетоне и арматуре и это приводит к более плавному распределению (сглаживанию) изгибающих моментов, что требует более равномерного армирования перекрытий и является положительным фактором с конструктивной, технологической и, следовательно, с экономической точек зрения.

Таким образом, представляется целесообразным учитывать при расчёте зданий жёсткостные характеристики элементов, отражающие образование трещин и развитие неупругих деформаций в бетоне и арматуре.

При расчете прогибов перекрытий с использованием жёсткостных характеристик как сплошного упругого тела получаются заниженные значения прогибов по сравнению с фактическими. Это также требует применения реальных жёсткостных свойств элементов, учитывающих образование трещин и развитие неупругих деформаций [66].

Одним из наиболее важных вопросов при статическом расчёте конструктивной системы методом конечных элементов является установление физических соотношений между перемещениями и усилиями. Исходная система уравнений, определяющая физические соотношения между деформациями и усилиями плоского элемента плиты, имеет вид:

$$\begin{aligned}
\left(\frac{1}{r}\right)_x &= d_{11}M_x + d_{12}M_y + d_{13}M_{xy}; \\
\left(\frac{1}{r}\right)_y &= d_{21}M_x + d_{22}M_y + d_{23}M_{xy}; \\
\left(\frac{1}{r}\right)_{xy} &= d_{31}M_x + d_{32}M_y + d_{33}M_{xy}.
\end{aligned}
\tag{2.1}$$

Рассматриваются плоские прямоугольные элементы плит с продольной растянутой арматурой A_{sx} и A_{sy} , расположенной во взаимно перпендикулярных направлениях X и Y , совпадающих с направлениями изгибающих моментов M_x и M_y . Для этого случая деформационные характеристики плоского элемента с учётом трещин и неупругих деформаций приняты, исходя из деформационных характеристик элемента в направлении соответствующей продольной растянутой арматуры при наличии диагональной трещины. В результате деформационные характеристики плоского элемента определяются по формулам:

$$\begin{aligned}
d_{11} &= \frac{1}{D_{x,crc}}, & d_{12} &= 0, & d_{13} &= \frac{1}{D_{x,crc} / ctg \alpha}, \\
d_{21} &= 0, & d_{22} &= \frac{1}{D_{y,crc}}, & d_{23} &= \frac{1}{D_{y,crc} / tg \alpha}, \\
d_{31} &= \frac{1}{2D_{x,crc} / ctg \alpha}, & d_{32} &= \frac{1}{2D_{y,crc} / tg \alpha}, \\
d_{33} &= \left(\frac{1}{2D_{x,crc} / ctg^2 \alpha} + \frac{1}{2D_{y,crc} / tg^2 \alpha} \right),
\end{aligned}
\tag{2.2}$$

где $D_{x,crc}$ и $D_{y,crc}$ – изгибные жёсткости плоского элемента в направлении действия моментов M_x и M_y и, соответственно, в направлении растянутой

арматуры A_{sx} и A_{sy} с учётом трещин и неупругих деформаций; α – угол наклона диагональной трещины.

Тогда общая система уравнений запишется в виде:

$$\begin{aligned} \left(\frac{1}{r}\right)_x &= \frac{M_x}{D_{x,crc}} + \frac{M_{xy}}{D_{x,crc} / ctg\alpha}; \\ \left(\frac{1}{r}\right)_y &= \frac{M_y}{D_{y,crc}} + \frac{M_{xy}}{D_{y,crc} / tg\alpha}; \end{aligned} \quad (2.3)$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{xy} = \frac{M_x}{2D_{x,crc} / ctg\alpha} + \frac{M_y}{2D_{y,crc} / tg\alpha} + \left(\frac{1}{2D_{x,crc} / ctg^2\alpha} + \frac{1}{2D_{y,crc} / tg^2\alpha}\right) M_{xy}.$$

Проведенный численный эксперимент показал, что α колеблется в небольшой окрестности 45° . Принимая угол α равным 45° , расчётные уравнения приводятся к виду:

$$\begin{aligned} \left(\frac{1}{r}\right)_x &= \frac{M_x}{D_{x,crc}} \left(1 + \frac{M_{xy}}{M_x}\right); \\ \left(\frac{1}{r}\right)_y &= \frac{M_y}{D_{y,crc}} \left(1 + \frac{M_{xy}}{M_y}\right); \end{aligned} \quad (2.4)$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{xy} = \frac{M_x}{2D_{x,crc}} \left(1 + \frac{M_{xy}}{M_x}\right) + \frac{M_y}{2D_{y,crc}} \left(1 + \frac{M_{xy}}{M_y}\right).$$

Из последних расчётных уравнений следует, что деформации плоского элемента (изгибные и крутящие кривизны) зависят от изгибных жёсткостных характеристик и соотношения между крутящими и изгибающими моментами. Численный эксперимент показал также, что крутящие моменты незначительно

вливают на результаты расчетов и ими можно пренебречь. Тогда расчётная система уравнений может быть записана:

$$\begin{aligned} \left(\frac{1}{r}\right)_x &= \frac{M_x}{D_{x,crc}}; & \left(\frac{1}{r}\right)_y &= \frac{M_y}{D_{y,crc}}; \\ \left(\frac{1}{r}\right)_{xy} &= \frac{M_x}{2D_{x,crc}} + \frac{M_y}{2D_{y,crc}}. \end{aligned} \quad (2.5)$$

Очевидно, что деформации плоского элемента в этом случае зависят только от изгибающих моментов и изгибных жесткостей. Если же изгибные и крутящие деформации (кривизны) определять только в зависимости от соответствующих изгибающих и крутящих моментов, то расчётные уравнения будут иметь вид:

$$\begin{aligned} \left(\frac{1}{r}\right)_x &= \frac{M_x}{D_{x,crc}}; & \left(\frac{1}{r}\right)_y &= \frac{M_y}{D_{y,crc}}; \\ \left(\frac{1}{r}\right)_{xy} &= \frac{M_{xy}}{2} \left(\frac{1}{D_{x,crc}} + \frac{1}{D_{y,crc}} \right). \end{aligned} \quad (2.6)$$

Пренебрегая по тем же причинам влиянием крутящих деформаций плоского элемента, расчётные уравнения можно представить:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_x = \frac{M_x}{D_{x,crc}}; \quad \left(\frac{1}{r}\right)_y = \frac{M_y}{D_{y,crc}}. \quad (2.7)$$

Расчётные уравнения и матрицы деформационных характеристик могут быть непосредственно использованы в компьютерных программах для учёта возможного образования трещин и развития неупругих деформаций в железобетонных плитах перекрытий. Таким образом, разработанный метод является удобным для учёта трещин и неупругих деформаций плоского

железобетонного элемента при использовании существующих компьютерных программ, в которых не рассматривается специфика деформирования железобетона.

Расчёт выполняется на основе итерационного подхода. В первом приближении используются физические соотношения сплошного упругого тела. По полученным значениям изгибающих моментов определяются участки перекрытия, где по расчёту образуются трещины и для этих фрагментов определяются изгибные жёсткостные характеристики с учётом нелинейности деформирования, соответствующие коэффициенты снижения жёсткостных характеристик сечений. Используя эти характеристики, получаем новое распределение изгибающих моментов в перекрытии. Последующими итерациями получаем окончательное распределение изгибающих моментов в перекрытии, по которым осуществляется расчёт прочности, трещиностойкости и деформаций перекрытия.

Изгибные жёсткостные характеристики могут определяться по деформационной модели. Однако непосредственное использование деформационной модели вызывает значительные трудности. Поэтому для расчёта рекомендуется диаграмма “момент-кривизна”, полученная на основе общей деформационной модели. В общем виде эта диаграмма имеет криволинейный характер и жесткостные характеристики, отвечающие соотношению $\frac{M}{1/r}$, получают переменное значение, уменьшающееся с увеличением изгибающего момента до предельных величин. Криволинейная диаграмма заменяется на кусочно-линейную, состоящую из отрезков, проходящих через граничные точки (Рис. 2.5).

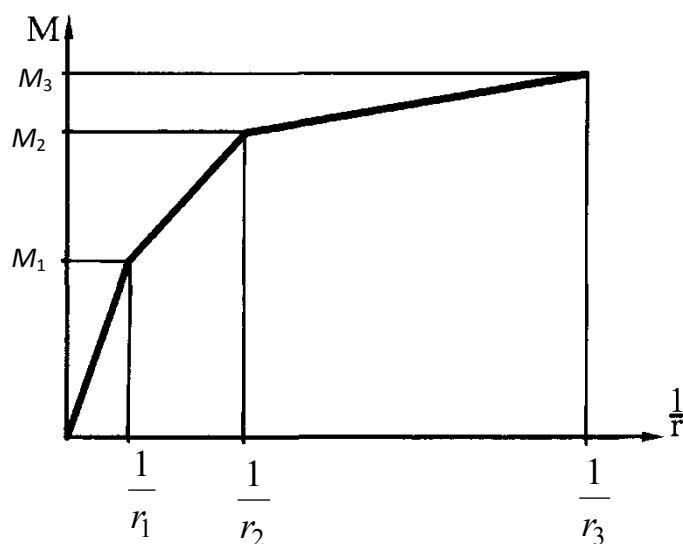


Рис. 2.5 - Кусочно-линейная зависимость между изгибающим моментом и кривизной

Первый отрезок диаграммы характеризует работу элемента как сплошного упругого тела, второй отрезок – упругую работу элемента с трещинами и третий – неупругую работу элемента с трещинами. Итерационным расчётом устанавливается участок диаграммы, отвечающий величине момента M , определяется кривизна элемента $1/r$, соответствующая величине этого момента, по которой определяется изгибная жёсткость элемента.

Из результатов расчетно-сравнительного анализа следует, что диаграммы “момент-кривизна”, полученные по деформационной модели и по разработанному методу согласуются между собой.

При расчёте стен методом конечных элементов использование жёсткостных характеристик, принятых как для сплошного упругого тела, приводит к резкому (пиковому) росту усилий на крайних участках стен. Учёт влияния трещин и неупругих деформаций может привести к снижению пиковых значений и более равномерному распределению усилий в стене. Это, в свою очередь, позволит более экономично проектировать стены.

В многоэтажных зданиях каркасно-стеновой конструктивной системы стены в основном предназначены для восприятия горизонтальных и

вертикальных нагрузок, действующих в плоскости стены. Физические соотношения между деформационными характеристиками и усилиями плоского элемента стены в общем виде записываются:

$$\begin{aligned}
 \varepsilon_x &= d_{11}N_x + d_{12}N_y + d_{13}N_{xy}; \\
 \varepsilon_y &= d_{21}N_x + d_{22}N_y + d_{23}N_{xy}; \\
 \gamma_{xy} &= d_{31}N_x + d_{32}N_y + d_{33}N_{xy}.
 \end{aligned}
 \tag{2.8}$$

Учитывая, что на практике стены, как правило, имеют ортогональную сетку продольной вертикальной и горизонтальной арматуры A_{sx} и A_{sy} , совпадающей с направлением нормальных усилий N_x и N_y , деформации в направлении X и Y принимаются независимо от усилий соответствующих перпендикулярных направлений. В этом случае общая система уравнений имеет вид:

$$\begin{aligned}
 \varepsilon_x &= d_x N_x + d_{xy} N_{xy}; \\
 \varepsilon_y &= d_y N_y + d_{yx} N_{xy}; \\
 \gamma_{xy} &= d'_x N_x + d'_y N_y + d'_{xy} N_{xy},
 \end{aligned}
 \tag{2.9}$$

где d_x , d_y , d_{xy} , d_{yx} , d'_x , d'_y , d'_{xy} – деформационные характеристики (коэффициенты податливости), учитывающие образование трещин и развитие неупругих деформаций.

При действии растягивающих усилий N_x и N_y в обоих направлениях коэффициенты податливости определяются по формулам:

$$\begin{aligned}
d_x &= \frac{1}{B_{x,crc}}, & d_{xy} &= \frac{1}{B_{x,crc} / ctg \alpha}, \\
d_y &= \frac{1}{B_{y,crc}}, & d_{yx} &= \frac{1}{B_{y,crc} / tg \alpha}, \\
d'_x &= \frac{1}{2B_{x,crc} / ctg \alpha}, & d'_y &= \frac{1}{2B_{y,crc} / tg \alpha}, \\
d'_{xy} &= \left(\frac{1}{2B_{x,crc} / ctg^2 \alpha} + \frac{1}{2B_{y,crc} / tg^2 \alpha} \right),
\end{aligned} \tag{2.10}$$

где $B_{x,crc}$ и $B_{y,crc}$ – характеристики жёсткости элемента с учётом нелинейности деформирования;

α – угол наклона диагонального сечения с трещиной.

Проведенный численный эксперимент показал, что α колеблется в небольшой окрестности 45° . Принимая угол α равным 45° , расчётные уравнения после преобразований можно представить:

$$\begin{aligned}
\varepsilon_x &= \frac{N_x}{B_{x,crc}} \left(1 + \frac{N_{xy}}{N_x} \right); \\
\varepsilon_y &= \frac{N_y}{B_{y,crc}} \left(1 + \frac{N_{xy}}{N_y} \right); \\
\gamma_{xy} &= \frac{N_x}{2B_{x,crc}} \left(1 + \frac{N_{xy}}{N_x} \right) + \frac{N_y}{2B_{y,crc}} \left(1 + \frac{N_{xy}}{N_y} \right).
\end{aligned} \tag{2.11}$$

Численный эксперимент показал также, что сдвигающие усилия незначительно влияют на результаты и ими можно пренебречь. Тогда система уравнений записывается:

$$\begin{aligned}\varepsilon_x &= \frac{N_x}{B_{x,crc}}; & \varepsilon_y &= \frac{N_y}{B_{y,crc}}; \\ \gamma_{xy} &= \frac{N_x}{2B_{x,crc}} + \frac{N_y}{2B_{y,crc}}.\end{aligned}\tag{2.12}$$

Если оценивать деформационные характеристики ε_x и ε_y только в зависимости от нормальных усилий N_x и N_y , а деформационную характеристику γ_{xy} только в зависимости от сдвигающих усилий N_{xy} , то расчётные уравнения будут иметь вид:

$$\begin{aligned}\varepsilon_x &= \frac{N_x}{B_{x,crc}}; & \varepsilon_y &= \frac{N_y}{B_{y,crc}}; \\ \gamma_{xy} &= \frac{N_{xy}}{2} \left(\frac{1}{B_{x,crc}} + \frac{1}{B_{y,crc}} \right).\end{aligned}\tag{2.13}$$

При пренебрежении по тем же причинам влиянием сдвигающих деформаций расчётные уравнения можно представить:

$$\varepsilon_x = \frac{N_x}{B_{x,crc}}; \quad \varepsilon_y = \frac{N_y}{B_{y,crc}}.\tag{2.14}$$

Жёсткостные характеристики при действии растягивающих усилий $B_{x,crc}$ и $B_{y,crc}$ определяются по кусочно-линейной диаграмме “усилия-деформации”, построенной по аналогии с диаграммой “момент-кривизна” и проходящей через граничные точки.

При действии сжимающих усилий N_x и N_y с учётом принятых допущений расчётная система уравнений имеет вид:

$$\varepsilon_x = \frac{N_x}{B_{x,com}}; \quad \varepsilon_y = \frac{N_y}{B_{y,com}}, \quad (2.15)$$

где $B_{x,com}$ и $B_{y,com}$ – характеристики жёсткости элемента при сжатии.

Жёсткостные характеристики $B_{x,com}$ и $B_{y,com}$ определяются по кусочно-линейной диаграмме “усилия-деформации”, проходящей через граничные точки.

При действии нормальных усилий N_x и N_y разного знака для растягивающих усилий жёсткостные характеристики принимаются равными $B_{crс}$, а для сжимающих усилий – равными B_{com} .

При использовании существующих компьютерных программ, в которых усилия в элементах определяются по жёсткостным характеристикам, принятых как для сплошного упругого тела, влияние нелинейности деформирования рекомендуется учитывать посредством снижения модуля упругости бетона с помощью коэффициентов, выражающих соотношения между жёсткостными характеристиками, учитывающими нелинейность деформирования и жёсткостными характеристиками, принятых как для сплошного упругого тела.

Общий порядок расчёта стен аналогичен расчёту плит перекрытий с учётом нелинейности деформирования.

Численная реализация разработанного метода расчёта выполнялась на примере фрагмента плоского железобетонного перекрытия каркасной конструктивной системы с симметричным расположением колонн во взаимно перпендикулярных направлениях.

Из анализа результатов проведенных автором расчетных экспериментов следует, что при учёте нелинейности деформирования железобетонных элементов имеют место снижение величин опорных изгибающих моментов у средних колонн и незначительное увеличение значений пролетных изгибающих моментов, что позволяет более экономично конструировать армирование перекрытий.

2.6 Расчетные модели зданий

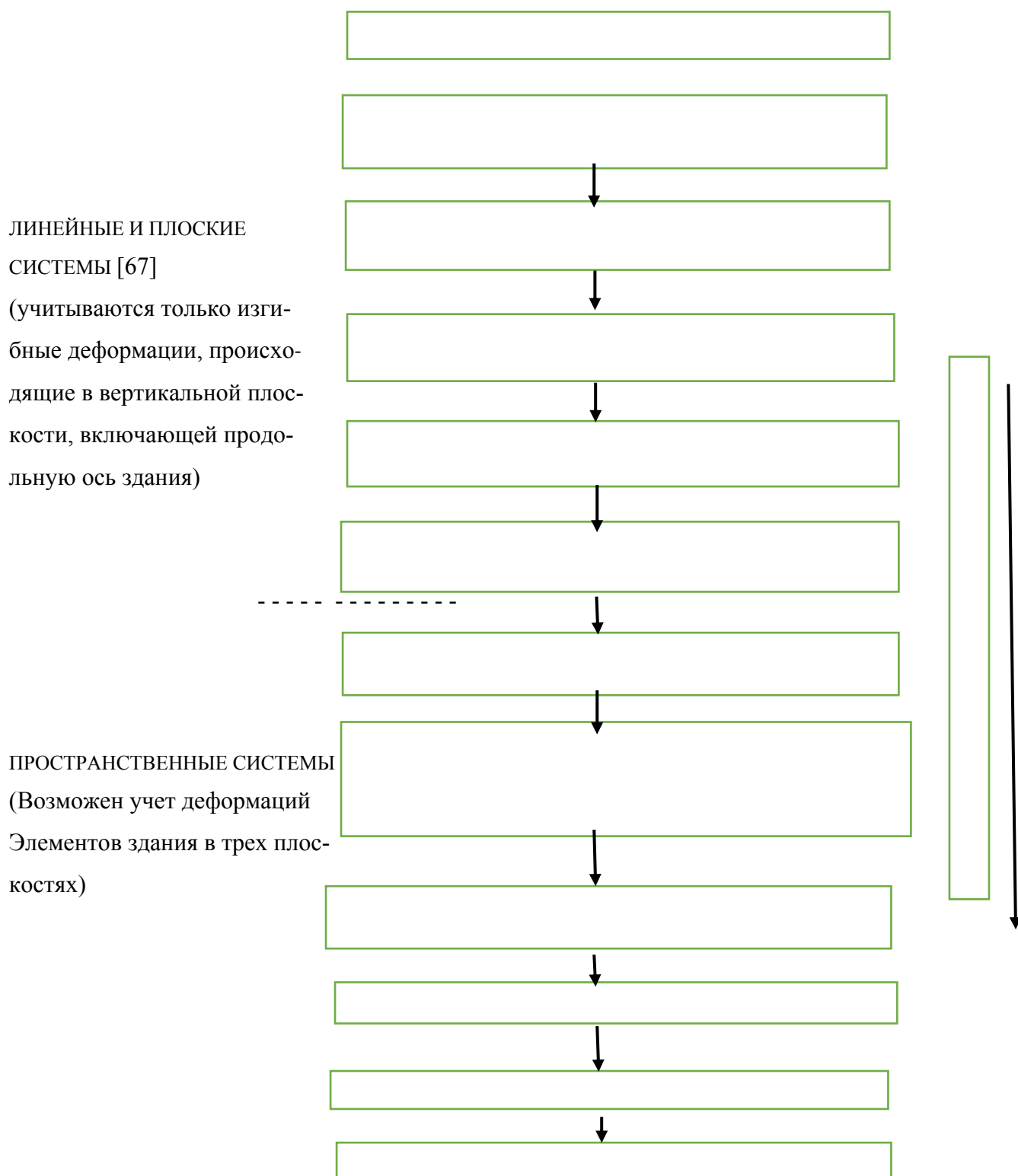


Рис. 2.6 - Типы расчетных моделей зданий

2.7. Мониторинг при строительстве

За последние десятилетия в связи с возросшими угрозами (в виде климатических, террористических техногенных воздействий) требования к надежности объектов повышенной ответственности, к которым относятся и высотные здания, существенно возросли. При возрастающей высоте и сложности зданий стало зачастую невозможным выполнять несущие конструкции с большими запасами по прочности, важную роль отводят системам предупреждения о возможной либо наступающей чрезвычайной ситуации. То системы мониторинга несущих конструкций зданий появились в результате необходимости увеличения безопасности на фоне все возрастающей ответственности строительных объектов.

Целью использования системы мониторинга в высотных зданиях является снижение уровня риска разрушения объекта в процессе строительства и последующей эксплуатации за счет обнаружения отклонений параметров объекта от проектных значений на ранней стадии их возникновения.

Назначение системы мониторинга заключается в необходимости обеспечения безопасности людей и объекта строительства, обеспечения надёжности возводимых конструкций на основе анализа данных мониторинга, а также своевременный учёт всех возможных техногенных и климатических воздействий или других чрезвычайных ситуаций.

В результате функционирования системы мониторинга выполняется ряд задач:

- анализ результатов мониторинга в сопоставлении с данными по контролю качества строительства;
- составление прогноза состояния объекта строительства (или отдельных его конструкций) с учётом всех возможных видов воздействий;

- составление прогнозов состояния зданий и сооружений, находящихся в зоне влияния строительства, изменения локальных геологических и климатических факторов, как результата строительной деятельности;

- разработка оптимальных технических и технологических решений, участие в принятии проектных решений по вопросам, возникающим в процессе строительства, а также по вопросам, не нашедшим отражения в проектной документации;

- разработка оперативных решений (расчетов, проектов усиления, ППР и т.д.) по ликвидации отклонений, выявленных в результате мониторинга;

- при необходимости разработка рекомендаций, не входящих в действующие нормативно-технические документы или регламентирующих повышенные требования по изготовлению, возведению, монтажу и приёмке конструкций, на основе установленных показателей качества и методах их контроля.

Для обеспечения живучести крупных систем комплексного обеспечения безопасности их структурное построение и систему коммуникаций следует проектировать с учетом деления объекта на зоны доступа с организацией локальных пунктов управления и возможностью их автономной работы. Информация, отображаемая на локальных пунктах управления, должна также дублироваться, сохраняться и отображаться на центральном пульте управления. Следует дополнительно предусматривать наличие источников резервного (бесперебойного) питания систем комплексного обеспечения безопасности объекта и каналов передачи функционально значимой информации до центрального пульта управления. Автоматизированная система мониторинга должна обеспечивать безопасность и конфиденциальность информации, иметь развитое организационное, программное, техническое, математическое, методическое и лингвистическое обеспечение. При проектировании следует исходить из того, что автоматизированная система мониторинга должна обеспечить выполнение следующих задач по наблюдению и контролю:

- измерение требуемых параметров, в соответствии с выбранной схемой

конфигурации системы и характеристиками, указанными в технической спецификации на компоненты системы мониторинга;

- определять отклонения от нормативных параметров, способные на ранней стадии их образования привести к возникновению чрезвычайных ситуаций;

- в реальном времени отслеживать изменения контролируемых параметров;

- осуществлять формирование и передачу формализованной оперативной информации о состоянии инженерно-технических конструкций объекта в диспетчерскую службу;

- автоматически активизировать системы оповещения о возникновении чрезвычайной ситуации и необходимости проведения действий по эвакуации;

- автоматически оповещать соответствующих специалистов, отвечающих за безопасность объектов;

- автоматически осуществлять регистрацию и документирование аварийных ситуаций;

- обеспечивать возможность диспетчеризации и управления вновь устанавливаемым оборудованием мониторинга объекта;

- допускать последующее расширение, как по числу точек мониторинга, так и по числу функций, и быть способной к интеграции с другими системами мониторинга и управления.

В основе алгоритма работы системы мониторинга лежит ряд моделей чрезвычайной ситуации. Модели чрезвычайной ситуации (модели развития ситуаций) для обоснованного реагирования системы мониторинга должны содержать:

- общее описание ситуаций в зависимости от процесса его проявления;

- комплекс характеристик, входных измеряемых параметров состояния здания, сооружения и окружающей среды, позволяющих идентифицировать ситуацию в целом и отдельные этапы ее развития;

- критерии принятия решений.

Требования к методам наблюдения и контроля при разработке проекта на систему автоматического мониторинга содержат:

- перечень исходных данных для мониторинга;
- правила оценки репрезентативности исходных данных;
- описание наблюдаемых процессов, явлений и перечень наблюдаемых параметров;
- значения наблюдаемых параметров, принятых в качестве нормальных, допустимых и критических;
- режим наблюдений (непрерывный или периодический);
- точность измерений наблюдаемых параметров;
- правила (алгоритм) обработки результатов наблюдений и форму их представления;
- перечень выходных данных.

При выборе системы мониторинга необходимо учитывать скорости изменения контролируемых параметров, ошибки измерений, в том числе за счет изменения погодных условий, а также влияние помех и аномалий природно-техногенного характера. На систему мониторинга разрабатывают рабочий проект, согласуемый с заказчиком и утверждаемый в установленном порядке. К проекту прилагают сопроводительную записку, которая содержит физическое обоснование принятых методов в отношении конкретных измерений. Проектом на автоматизированную систему мониторинга должно быть предусмотрено требование по обеспечению долговременной стабильности при изменениях в окружающей среде (температуры, влажности и т.д.). Проектом на систему автоматического мониторинга необходимо предусматривать выбор компонентов, способных сохранять работоспособность на протяжении всего жизненного цикла существования объекта. Используемое оборудование должно быть промышленного изготовления прошедшее необходимую метрологическую проверку. Автоматизированная система мониторинга на аппаратном уровне должна иметь защиту от несанкционированного доступа и ошибок персонала, а также обеспечивать

работоспособность при механических и атмосферных воздействиях. Применение не апробированных ранее датчиков и оборудования не допускается. Выбор датчиков (сенсоров) должен осуществляться на основании перечня контролируемых параметров, который для высотных зданий, как правило, включает: напряжение под подошвой фундамента; усилия в сваях; смещение элементов здания в пространстве; частоты колебания здания. Применяемые для иных видов уникальных объектов датчики деформаций для высотных зданий, в основе которых железобетонный каркас, не имеют практической ценности. Для адекватной оценки показаний датчиков деформаций, установленных, к примеру, на колоннах, необходимо знать диаграмму деформирования бетона для каждой поставленной партии бетонной смеси и их место заливки в каркас, что обеспечить невозможно в первую очередь по причине отсутствия соответствующего контроля, а также большой изменчивостью высоко-прочных бетонной по показателю "модуль упругости". Кроме того, для сравнения расчетных и фактических показателей деформирования железобетонных элементов необходимо с большой точностью знать распределения всех нагрузок по каркасу здания.

Важной основой для разработки программы и проекта мониторинга являются расчеты несущей системы здания на все предполагаемые виды воздействий. До начала выполнения работ по мониторингу возводимого объекта ген. проектировщик передает организации, выполняющей программу мониторинга, отчеты по расчету (с дублирующими), в т.ч. для стадии возведения, а также прогнозные расчеты воздействия неблагоприятных факторов. При необходимости, организация, ведущая научное сопровождение строительства объекта, может дополнительно выполнить дублирующие расчеты для стадии возведения с учетом фактических значений свойств материалов. Отчеты по расчету должны содержать обоснование принятых при возведении объекта допусков это является требованием действующих норм по проектированию высотных зданий. Перечень контролируемых параметров определяется и обосновывается ген. проектировщиком и согласуется с

организацией, выполняющей научное сопровождение строительства объекта. Сравнение фактических показателей, полученных по результатам мониторинга, и расчетных выполняет организация, выполняющая научное сопровождение строительства объекта.

По результатам мониторинга составляют отчет, который представляется Заказчику (застройщику). Отчет для стадии возведения должен содержать:

- схему фактического размещения компонентов системы с описанием их функционального назначения и технических характеристик;
- область расчетных значения контролируемых параметров с указанием значений в различных ситуациях;
- результаты мониторинга, представленные в виде, графиков изменения контролируемых параметров. Генпроектная организация на основании отчета по мониторингу и сравнения фактических показателей с расчетными составляет отчет содержащий:
 - заключение о надежности и безопасности объекта на основании сравнения фактических контролируемых параметров с расчётными;
 - техническое задание (при необходимости) на разработку мероприятий по предупреждению и устранению негативных изменений и прогноз их влияния на состояние здания в целом;
 - предложения по дальнейшему проведению мониторинга на стадии эксплуатации.

Системы мониторинга высотных зданий позволяют существенно повысить их безопасность. В настоящее время существует вся необходимая приборная и аппаратная база для создания гибких и открытых систем мониторинга, выполняющих все необходимые задачи, как на стадии возведения, так и на стадии эксплуатации объекта.

2.8 Определение исходных данных, необходимых для расчета высотных зданий на различные виды воздействий

Для полноты описания расчетной модели здания, помимо его конструктивной схемы, необходимо иметь данные о нагрузках и о физико-механических свойствах материалов несущих конструкций.

Как уже было отмечено, в предыдущих главах, горизонтальные нагрузки являются очень важными для расчета высотных зданий. Для определения их, как правило, пользуются картами районирования, которые разделены, на 7 районов, отличающихся величиной ветровой нагрузки. Для удобства исследований примем ветровую нагрузку, равную по величине 1 кПа (расчетное значение) что соответствует VI-у ветровому району. Выбор именно данного района обусловлен величиной ветровой нагрузки. Нагрузка в 1 кПа относится к большим ветровым нагрузкам, тем самым принятая величина позволит определить характер деформирования здания при действии ветровых нагрузок близких к экстремальным, тем самым позволит проанализировать явления с некоторым запасом точности и позволит выявить факторы, которые при меньших нагрузках, могут не проявляться в явном виде.

Для определения сейсмической нагрузки, а также в динамических расчетах, крайне необходима информация о жесткостных характеристиках вертикальных и горизонтальных элементов здания, а также необходимы их инерционные параметры. Во всех случаях исследования поведения рамно-связевой МКЭ модели здания, следующие параметры были приняты как основные. Материал несущих конструкций зданий – железобетон класса В20 с модулем упругости $E_b=27000\text{МПа}$, сечение колонн и ригелей равны соответственно 0,5х0,5м для колонн и 0,6х0,3м для ригелей, диафрагмы толщиной 0,18м из бетона класса В20. Перекрытия исследуемых зданий выполняются монолитными, толщиной 0,14м. Полезная нагрузка на перекрытия принята равномерно распределённой и равной 2кПа.

Основные расчеты производились средствами конечно-элементного анализа в программном комплексе MSC.Nastran (тип процессора Static, Normal Modes/Eigenvalue, Transient Dynamic/Time History и др.). В расчете также учтена арматура железобетонных конструкций, которая принималась из расчета 4,5 % от площади поперечного сечения элемента. Линейные элементы расчетной модели здания (колонны и ригеля) смоделированы конечными элементами типа BAR, диафрагмы и перекрытия – PLATE, размер КЭ условно принят равным 1м [68].

Следует отметить, что землетрясение несет в себе волны не только различного направления (горизонтальные, вертикальные), но и с различными частотами и амплитудами. Причем, каждое землетрясение является уникальным, даже если оно происходит в одном и том же районе. Однако, проанализировав существующую литературу в данной области, можно сделать вывод о том, что при исследованиях зачастую принимают, что сейсмические волны имеют гармонический либо синусоидальный, либо косинусоидальный характер распространения. При этом, для сейсмограммы характерен закон распространения по синусу, для акселерограммы по косинусу. Следует отметить, что использование распределения по синусу или косинусу внешней нагрузки, незначительно сказывается на результатах, особенно в поставленных вопросах влияния продолжительности динамического воздействия кинематического характера. Поэтому, далее в исследованиях будет приниматься как первая, так и вторая функция, так как их влияние, на общую картину деформирования здания сказывается только на начальном моменте времени. Связано это с тем, что косинус дает начальное смещение, синус же дает начальную скорость, однако, при расчете высотных зданий, относящихся, как правило, к низкочастотным сооружениям, выбор характера распространения динамической нагрузки, кинематического характера, для высотного здания, как будет показано далее, практически не влияет на достоверность результатов.

ОСНОВНЫЕ ВЫВОДЫ

1 Показана актуальность и неотделимость рассмотрения строительной механики совместно с рассмотрением конструктивных решений высотных зданий, в контексте рассмотрения их как систем развитых в вертикальной плоскости.

2 Произведен сравнительный анализ достоинств и недостатков существующих конструктивных схем каркасных многоэтажных зданий, а именно высотных зданий (более 25 этажей). Для высотных зданий в качестве наиболее эффективной расчетной схемы, с точки зрения прочности была выбрана рамно-связевая конструктивная схема.

3 В качестве расчетной модели, для дальнейших исследований была принята пространственная балочно-плитная модель, учитывающая возможности кручения здания при действии горизонтальных (ветровых и сейсмических) нагрузок, и пространственный характер распределения сил между основными несущими элементами системы.

4 Для исследования, перекрытия здания приняты монолитными, не деформируемыми в своей плоскости, благодаря высокой их продольной жесткости.

5 Величина ветровой нагрузки на здания, принимаемая для исследований соответствует VI-у ветровому району. Характер распределения динамических воздействий кинематического характера времени принят соответствующим функциям косинуса и синуса.

6 Выбраны геометрические и физико-механические параметры принятой для исследований расчетной модели высотного здания, а также определены параметры его конечно-элементной модели.

3 ИССЛЕДОВАНИЕ ФОРМИРОВАНИЯ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ВЫСОТНЫХ ЗДАНИЙ РАМНО-СВЯЗЕВОЙ КОНСТРУКТИВНОЙ СХЕМЫ НА ЭТАПЕ ВОЗВЕДЕНИЯ

Для полного и достоверного описания напряженно-деформированного состояния любого здания, необходимо не только с высокой точностью определить внешние воздействия, но и правильно произвести переход от реального объекта к его расчетной схеме. При этом в идеальной постановке необходимо учесть абсолютно все факторы, описывающие реальный объект, а именно его геометрические параметры, физико-механические свойства материала, внешние воздействия, их характер и способы воздействия, формирование начальных напряжений и деформаций при возведении здания, и многие другие. В действительности, на современном этапе развития науки и вычислительной техники, такой учет практически невозможен из-за огромного многообразия указанных факторов и недостаточной их изученности. Поэтому при составлении расчетных моделей зданий обычно идеализируют их работу, а именно отбрасывают те параметры, которыми можно пренебречь в виду их незначительности. Следует отметить, что изучение влияния отброшенных факторов, на формирование НДС зданий, является одним из основных вопросов строительной механики, поскольку позволяет определить границы применения, вводимых в расчетные схемы, идеализаций и упрощений.

В данной главе диссертации в качестве исследования влияния на формирование напряженно-деформированного состояния высотного здания был выбран такой параметр как учет истории его возведения.

Учет последовательности возведения здания с различными конструктивными схемами в настоящее время широко обсуждается как отечественными, так и зарубежными учеными и проектировщиками. Объяснение этому служит несовпадение наблюдаемой реальной работы конструкций здания на различных стадиях их возведения с данными,

получаемыми с использованием существующих методов расчета. И как следствие этого, наблюдаются неоднократные обрушения или значительные повреждения конструкций зданий, как при монтаже, так и на стадии их эксплуатации.

Следует отметить, что решение этой проблемы замедленно из-за предположения, что традиционная расчетная модель, согласно которой здание рассматривается полностью возведенным, «определяет» наиболее экстремальное его состояние, благодаря учету всех возможных нагрузок, в том числе и эксплуатационных, которые на стадии возведения практически отсутствуют. Однако в рамках указанного предположения игнорируется тот факт, что на стадии возведения и эксплуатации здания пространственная работа элементов несущей системы здания может значительно отличаться. Иными словами, традиционная расчетная схема не учитывает указанные изменения в работе здания, поскольку описывает только одно – «финишное» состояние здания, которое, как будет показано далее, не обязательно может быть наиболее опасным даже с учетом наличия всех нагрузок [70]. Это и является одним из недостатков классической строительной механики, доказывающим ее ориентацию на расчет развитых в плане зданий, в которых, как известно, практически не проявляются эффекты, связанные с их возведением.

На основании сказанного в данной главе диссертации рассматриваются два наиболее важных вопроса в области учета последовательности возведения, а именно вопрос необходимости учета возведения здания с рамно-связевой конструктивной схемой, и проблема определения факторов, влияющих на формирование напряженно-деформированного состояния несущих элементов каркаса при возведении. Помимо этого в ходе исследования устанавливаются недостатки традиционных методов расчета, и предлагаются решения, позволяющие упростить учет этапности возведения здания.

3.1 Учета истории возведения при определении напряженно-деформированного состояния рамных и рамно-связевых схем

Для изучения первого поставленного вопроса, рассмотрим простой пример двухэтажной двухпролетной рамы. Исследуем два случая компоновки рамы: первый – ригели соединяются с колоннами шарнирно (связевая конструктивная схема); второй-соединения ригелей с колоннами являются жесткими (рамная схема).

Для обоих вариантов примем следующие параметры :высота этажа 4м; пролет ригелей 6м; сечение колонн 0,4х0,4м , ригелей 0,4х0,6(h) м, класс бетона для ригелей и колонн примем В20 имеющий, модуль деформации $E_b=2700\text{МПа}$. Нагрузку примем равномерно распределенную по длине ригеля равную $24\text{кН}\cdot\text{м}^2$, что соответствует нагрузке $4\text{кН}/\text{м}^2$, при шаге 6м между рамами. Последовательность возведения будем производить в два этапа :первый этап рама– имеет только ригель первого этажа; второй этап – рама имеет ригель и перекрытия и покрытия –традиционная схема. Для упрощения расчета введем, следующее допущение-шарнир сопряжения ригеля с колонной для первого случая компоновки рамы расположен на оси колонны. Введенное допущение не сказывается на поставленной задаче, т.к. не изменяет конструктивную схему, однако позволяет упростить расчет, незначительно приводится к оси колонны.

Определение усилий в элементах каркаса производилось в программном комплексе MSN.Nastran, колонны и ригели моделировались конечными элементами типа BAR. Размер конечного элемента для колонн и ригелей принят равным 0,5 м. Расчетные модели для каждого варианта представлены на (Рис. 3.1). Результаты численного расчета для характерных элементов, указанных на (Рис. 3.1), представлены в таблице 3.1.

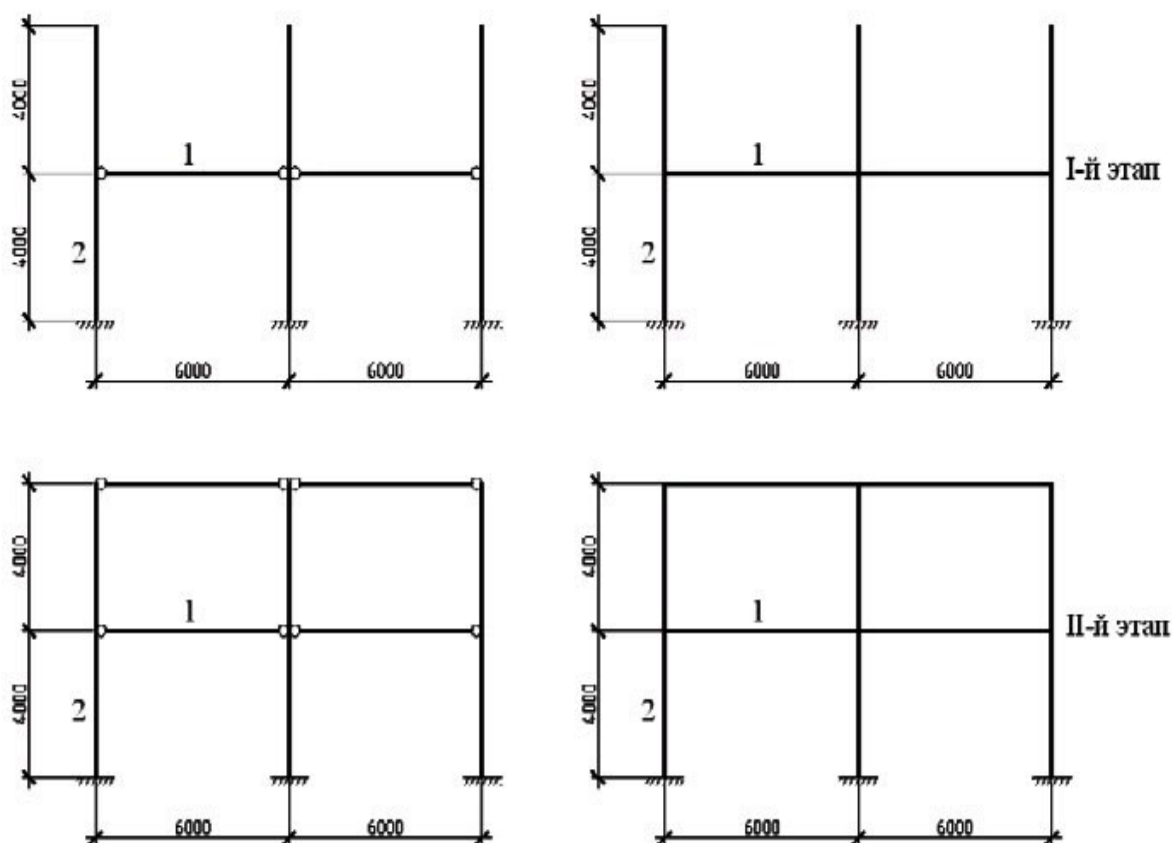


Рис. 3.1 - Расчетные модели для первого (слева) и второго(справа) варианта компоновки рамы ,для первого и второго этапов возведения

Анализ полученных в результате расчета данных, показывает, что последовательность возведения является актуальной только для второго случая компоновки рамы, а именно, для рамной конструктивной схемы. Как видно по таблице 3.1, при учете последовательности возведения, для первого случая компоновки рамы, изгибающие моменты в ригеле не изменяются, а продольные усилия возрастают прямо пропорционально увеличению нагрузки (количества перекрытий). Во втором же случае, изгибающие моменты в ригелях меняются в зависимости, от наличия или отсутствия вышерасположенного ригеля. Так, при наличии верхнего ригеля, изменения изгибающих моментов в первом ригеле составило: в пролете +15%, на средней опоре +13%, на крайней опоре минус 46%, по сравнению с традиционной схемой. Для колонны первого этажа изменение изгибающего момента составило +45% в верхнем сечении и +42% в опоре (крайняя колонна), по сравнению с классической схемой расчета.

Таблица 3.1 - Усилия в элементах рамы

№ эле- мента	№ сечения	Усилия в элементах при компоновке рамы				Отно- сите - льное изме- нение, %
		связевая схема		рамная схема		
		расчетная модель				
		традицион- ная	"монтаж"	традицион- ная	"монтаж"	
продольная сила, кН						
1	1	0	0	8,05	-8,51	
	2	0	0	8,05	-8,51	
	3	0	0	8,05	-8,51	
Изгибающий момент, кН*м						
1	1	0	0	-41,95	-22,84	-45,55
	2	108	108	45,92	52,64	14,63
	3	0	0	-83,05	-93,67	12,79
2	1	0	0	-7,8	-11,07	41,9
	2	0	0	15,79	22,85	44,7
Поперечная сила, кН						
1	1	-66	-66	-59,15	-54,19	-8,39
	2	0	0	----	----	----
	3	-66	-66	72,85	77,8	6,79
2	1	0	0	-5,9	-8,48	43,73
	2	0	0	-5,9	-8,48	43,73

Изменение поперечной силы в ригелях незначительно, в данном случае составило минус 9 % на крайней опоре и плюс 6,5 % на средней опоре. Изменение поперечной силы в колонне составило более 30% однако, абсолютные величины незначительны. Однако следует отметить, что при расчете колонн поперечные силы обычно не учитываются, т.к. являются не доминирующим расчетным фактором.

Изменение внутренних усилий в двух различных конструктивных схемах можно объяснить тем, что элементы каркаса в первой (связевой) схеме, благодаря шарнирным узлам сопряжения, работают независимо друг от друга. В рамной или, как также установлено, в рамно-связевой схеме из-за защемления ригелей в колоннах, по мере появления новых элементов, происходит перераспределение внутренних усилий, связанное с изменением жесткости данных узлов. Действительно (таблица 3.1), наибольшее изменение изгибающих моментов достигается на крайней опоре для ригеля и для крайней

колонны. Это объясняется тем, что крайний узел сопряжения при отсутствии верхнего ригеля, на первом этапе возведения, является менее жестким, так как верхняя стойка, из-за отсутствия ригеля, не участвует в работе. При наличии же верхнего ригеля, за счет включения в работу верхней рамы, происходит увеличение жесткости крайнего узла. Аналогично объясняется изменение изгибающего момента на средней опоре, однако из-за более высокой его начальной жесткости (имеется ригель с другой стороны) изменение момента менее значительно. Таким образом, степень изменения внутренних усилий при учете последовательности возведения зависит от характера изменения степени заземления ригеля в колонне, которое в свою очередь в значительной степени зависит от наличия вышерасположенных элементов.

Следует отметить, что при учете последовательности возведения, изгибающие моменты, и, следовательно, нормальные напряжения в ригеле, на крайней опоре, уменьшаются, по сравнению с традиционной схемой. Учитывая, что традиционная схема является расчетной моделью здания при эксплуатации, т.е. в ней учитываются временные полезные нагрузки, то учет последовательности возведения в указанных сечениях не является актуальным. В колоннах ситуация иначе, традиционная схема расчета, показывает заниженные значения изгибающих моментов, при этом только в данном случае отличие изгибающих моментов составило около +45% от полученного для схемы, учитывающей монтаж. Таким образом, можно сделать вывод, что учет последовательности возведения, необходим, прежде всего, для определения реального напряженного состояния колонн. Увеличение в пролете составило около 13%. Учитывая тот факт, что полезная (эксплуатационная) нагрузка на перекрытия, как правило, составляет около 30-40% от суммарной величины, то можно сделать вывод, что величина пролетного моментного момента, наблюдаемая при учете последовательности возведения здания, не превосходит значения, полученные при традиционной схеме [72].

Однако следует отметить, что учет последовательности возведения для ригелей, может быть актуален и для определения расчетного случая в пролете

ригелей, для некоторых типов зданий. А именно, при возведении которых, по технологическим соображениям, оборудование устанавливается непосредственно при монтаже. Эксплуатационная нагрузка в таком случае, как правило, незначительна, по сравнению с принимаемой при возведении нагрузки от оборудования и, как следствие, несущественно влияет на формирование напряженно-деформированного состояния несущих элементов здания. Таким образом, в этом случае, учет последовательности возведения, является актуальным и при расчетах ригелей.

Изгибающий момент в пролете при жестком сопряжении ригеля с крайней колонной равен ([23], таблица 7.2) $M_I = qL^2 / 24$. Изгибающий момент в пролете при шарнирном опирании ригеля на крайнюю колонну равен $M_{II} \approx qL^2 / 14$.

Максимальная разница моментов первого и второго вариантов определяется отношением $(M_{II} - M_I) / M_{II} = ((24-14) / 24) = 41,7(\%)$.

Таким образом, величина пролетного момента в ригеле при жестком крайнем узле сопряжения с колонной, меньше на 41,7 % той же величины при шарнирном узле сопряжения. Учитывая, что эксплуатационные нагрузки, как было отмечено ранее, примерно на 30-40% выше нагрузки, принимаемой в расчетной схеме с учетом последовательного возведения, то можно сделать вывод, что прочность ригеля в пролете, обеспеченная по традиционной схеме будет достаточной и при расчете по «монтажной» схеме. В подтверждение этого факта следует отметить, что, во-первых, в реальности крайний узел сопряжения ригеля с колонной обладает некоторой жесткостью, во-вторых, при расчете по традиционной расчетной схеме он рассчитывается не как абсолютно жесткий, следовательно, максимально возможное изменение пролетного момента будет значительно ниже, чем полученное выше значение, так как величины M_I и M_{II} будут менее отличны друг от друга. Следует отметить, что вышеуказанные выводы противоположны данным, приведенным в статье [33], в которой отмечается опасность увеличения пролетного момента в ригеле по схеме, учитывающей монтаж. Такой результат в указанной статье был получен автором при сравнении работы здания по классической схеме и с

учетом последовательности возведения, в котором была допущена ошибка. А именно при учете последовательности возведения была учтена эксплуатационная составляющая нагрузки. В реальности же она появляется только после возведения и сдачи здания в эксплуатацию. Таким образом, следует отметить, что при последовательности возведения в качестве расчетных нагрузок необходимо учитывать только собственный вес конструкций и возможные дополнительные нагрузки (складирование материалов, вес оборудования и т.п.), если таковые имеют место [71].

Таким образом, на основании вышеописанного, можно сделать вывод, что учет последовательности возведения является актуальным для зданий имеющие перераспределяющие связи, например рамные узлы сопряжения конструкций. Следует отметить, что проведенные дальнейшие исследования на моделях большей этажности, так же показали аналогичные результаты, как для рамных, так и для рамно-связевых зданий. Поскольку основной особенностью формирования НДС здания при учете его последовательности возведения является наличие перераспределяющих элементов и связей, этажность же, как позже будет показано далее, определяет в основном количественную оценку напряженно-деформированного состояния, при этом все указанные выше особенности поведения остаются.

На основании сказанного можно сделать вывод, что для исследуемой рамно-связевой конструктивной схемы высотного здания учет последовательности возведения является актуальным и необходимым, поскольку позволяет наиболее достоверно определить его НДС и, следовательно, более надежно обеспечить его прочность.

3.2 Факторы ,влияющие на формирование напряженно - деформированного состояния здания

Следует отметить, что в последнее время, при проектировании зданий повышенной этажности необходимо определять НДС их несущей системы, с

учетом последовательности возведения. Однако, как показал анализ нормативной и научной литературы, рекомендации по учету в них последовательности возведения, а также по составлению их расчетных схем отсутствуют. При этом в основном изучение этого вопроса ведется по простому выявлению перегруженных элементов, анализ же причин несоответствия результатов, получаемых по традиционным расчетным схемам, с реальным НДС элементов практически не ведется, что не позволяет рассматривать такие подходы как универсальные. Таким образом, возникает вопрос: какова основная причина неадекватности, при учете последовательности возведения, традиционных расчетных моделей?

Для ответа на этот вопрос, проанализируем работу, рассмотренной выше двухпролетной рамы (Рис. 3.1) однако, модифицируем ее, как показано на (Рис. 3.2.) При расчете по традиционной расчетной модели (а) ригели получают одинаковые прогибы, так как при одинаковой нагрузке и одинаковой их изгибной жесткости они деформируются одновременно и независимо друг от друга.

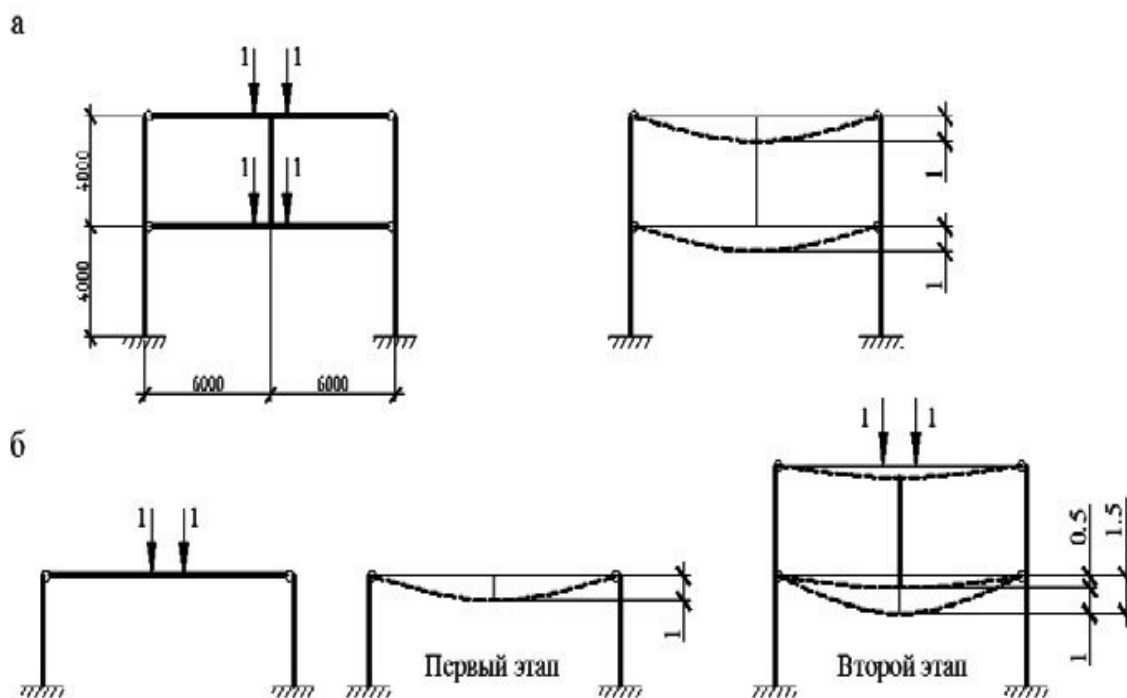


Рис. 3.2 - Расчетные модели рамы: а - при одновременном нагружении всех этажей ; б - при последовательном нагружении.

В силу этого, величину прогиба любого ригеля (при условии равенности нагрузок на ригели) можно определить, не учитывая наличия остальных ригелей. Примем прогиб ригелей, полученный в первой расчетной модели, равный единице.

При расчете по схеме, учитывающей последовательность возведения (Рис. 3.2 б), первый ригель на первом этапе нагружения деформируется аналогично ригелям первой расчетной модели, т.е. величина его прогиба также будет равна единице. На втором этапе, когда загружен второй этаж, через среднюю стойку произойдет дополнительное нагружение нижерасположенного ригеля, при этом величина прогиба первого ригеля будет определяться как сумма его прогибов от первого и второго этапов нагружения. При этом легко заметить, что величина суммарного прогиба ригеля первого этажа подчиняется следующему ряду

$$\delta = \delta_1 + (1/2)\delta_1 + (1/3)\delta_1 + (1/4)\delta_1 + \dots + (1/n)\delta_1, \quad (3.2.1)$$

где δ_1 – величина прогиба ригеля первого этажа при отсутствии вышерасположенных ригелей;

n – количество этажей над рассматриваемым ригелем.

Таким образом, согласно формуле (3.2.1), величина прогиба первого ригеля для двухэтажной рамы будет равна $1,5 \delta_1$, т.е. в 1,5 раза больше величины ее прогиба, получаемого по традиционной расчетной модели. По мере увеличения этажности рамы нагрузка неограниченно возрастает, так как ряд (3.2.1) является расходящимся.

В традиционной расчетной схеме, за счет одновременного приложения нагрузки на ригель, эффекта перенапряжения первого ригеля не наблюдается, так как при одинаковой жесткости ригелей и одинаковой нагрузке на них дополнительные усилия через стойку не передаются, т.к. нижний и верхний ригель деформируются одинаково, тем самым не сжимая среднюю стойку.

Таким образом, подводя итог вышесказанному можно сделать вывод о том, что при учете последовательности возведения необходимо учитывать начальную деформированность системы, которая отсутствует в традиционной модели. Следовательно, отрицание начального напряженно-деформированного состояния конструкций, при расчете по традиционной расчетной модели является одним из основных ее недостатков. Данный недостаток можно исправить включением в основную расчетную модель «передающих усилий», т.е. тех усилий, которые возникают в элементах схемы, учитывающий монтаж, например, в данном случае это будет продольная сила в стойке, имеющая противоположное направление. Подставив данное усилие в первую расчетную модель можно заметить, что величина деформаций ригеля будет такой же, как и в модели учитывающей монтаж. Однако следует отметить, что такой подход требует нескольких действий. Например, в данном случае, необходимо, во-первых, определить «передающие» усилия, путем приложения нагрузки только к вышерасположенному этажу. Во-вторых, внести в традиционную модель полученные величины, путем придания «фиктивного» предварительного напряжения, средней стойке рамы. Таким образом, только после указанных выше операций, традиционная модель получится адекватной «монтажной» модели.

Очевидно, что такой ход постепенного расчета и изменения традиционной схемы имеет один большой недостаток, а именно значительно увеличивается время и трудоемкость расчета, поскольку приходится создавать множество расчетных схем, результаты которых, должны быть «подставлены» в традиционную модель. При этом повышается вероятность ошибки, которая может возникнуть на одном из этапов, однако будет незамечена или упущена, что в свою очередь повлияет на правильность конечного результата и в итоге на качественную и количественную оценку всего НДС исследуемого объекта.

Таким образом, возникает вопрос разработки метода расчета позволяющего упростить расчет здания с учетом последовательности возведения, поскольку проблема учета последовательности возведения,

является актуальной. Для решения этого вопроса необходимо более подробно изучить факторы, влияющие на формирование напряженно-деформированного состояния здания при расчете его с учетом последовательности возведения.

Следует отметить, что как показали вышеуказанные результаты расчета при учете последовательности возведения, основные неблагоприятные изменения в напряженном состоянии наблюдаются в колоннах и на средних опорах ригелей, в пролетном же сечении, как было доказано ранее, изменение не существенно, даже в идеализированном случае. Однако полученные данные были сделаны на примере двухэтажной рамы, т.е. они отражают работу зданий малой этажности, в которых эффект от изгиба колонн сопоставим со сжимающими продольными усилиями кроме того, при их проектировании размеры колонн и ригелей назначаются, как правило конструктивно, в большей мере по архитектурно-технологическим соображениям. При этом прочность несущих элементов обычно обеспечена с большим запасом. Напряженное состояние в колоннах многоэтажных зданий может быть иным за счет существенного увеличения веса здания и перераспределения усилий между отдельными элементами каркаса, поэтому встает вопрос: справедливы ли вышеуказанные выводы для многоэтажных зданий (6 и более этажей), и в особенности для высотных?

Для исследования вопроса необходимости учета последовательности возведения, в многоэтажных зданиях, рассмотрим ту же самую раму, однако количество этажей увеличим с двух до девяти рис.3.3. На основании расчета построим графики изменения изгибающих моментов в крайней колонне в элементах 1,2,3, и в ригелях в элементах 2,3,4 по мере возведения этажей каркаса, (Рис. 3.4).

Отметим, что точка на графике для 9-го этажа (IX-й этап нагружения) соответствует также одновременной схеме нагружения, а именно расчетной модели традиционного подхода.

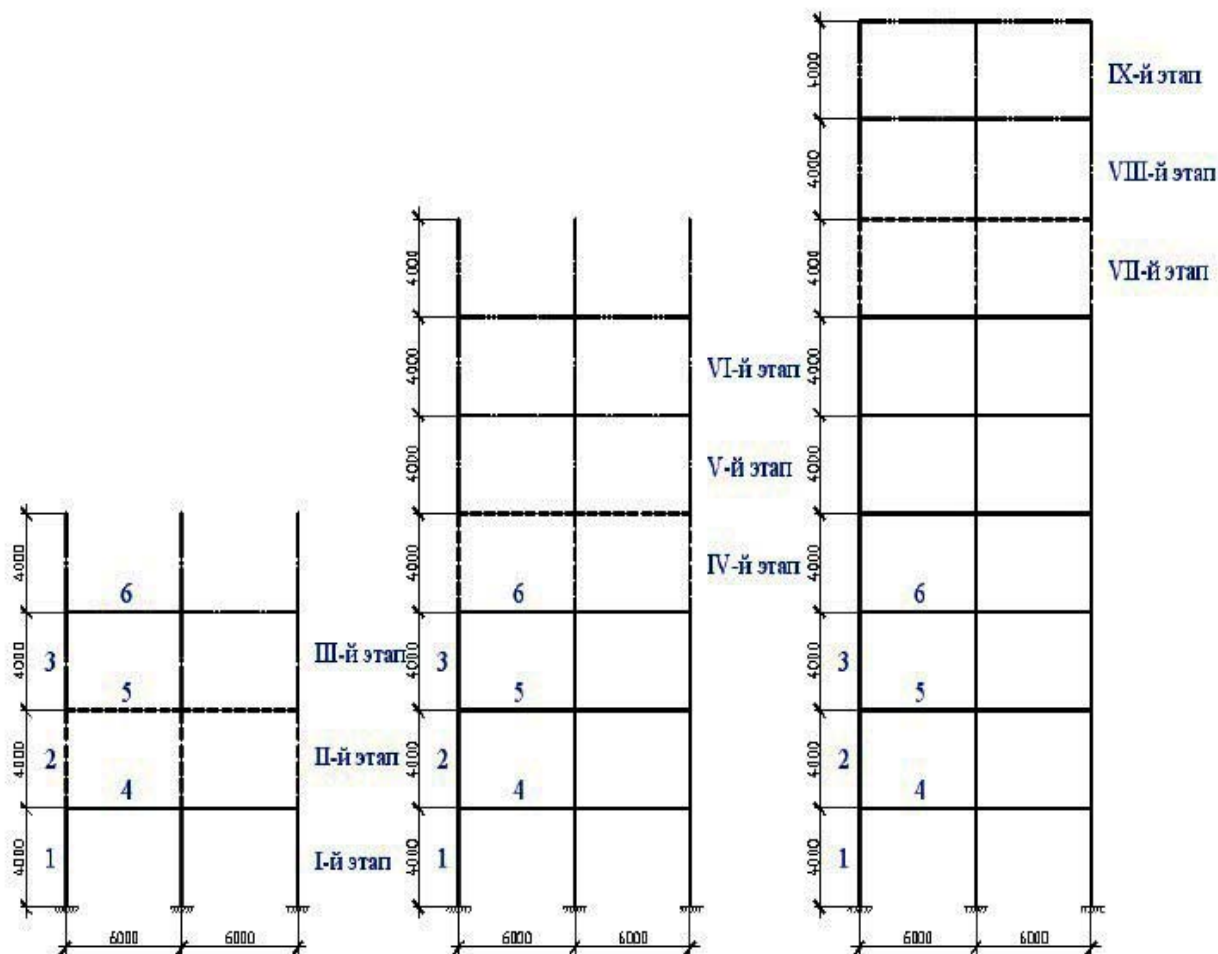


Рис. 3.3 - Расчетная модель многоэтажного здания, с учетом последовательности возведения

На графиках, описывающих изменение изгибающего момента в ригеле (Рис. 3.4 а, б, в), отчетливо видно, что величина момента в пролете ригеля не существенно изменяется, по сравнению со схемой учитывающей монтаж. Т.е. высказанное выше предположение о незначительности изменения величины пролетного момента в ригели можно считать справедливым и для многоэтажных зданий. Однако, стоит отметить, что наибольшее изменение достигается только тогда, когда над рассматриваемом ригеле располагается один этаж (Рис. 3.4 а,б,в), с ростом же этажности, разница уменьшается, поэтому на основании данного факта, можно сделать вывод о том что, наибольшие изменения в пролетных моментах, при учете последовательности

возведения, возможны только в ригелях верхних этажей здания. Поэтому при их проектировании необходимо учитывать этот факт.

Аналогично изменению пролетного момента, изменяются и величины изгибающих моментов в сечениях крайних колонн (Рис. 3.4 в, г, д).

Наибольшее изменение, при этом, наблюдается, на первом этапе, т.е. когда имеется только первый этаж рамы (Рис. 3.4 г). В колоннах последующих ярусов, изменение менее значительно, кроме того с ростом этажности величины изгибающих моментов, получаемые по традиционной схеме приближаются к значениям и даже превосходят значения, получаемые при учете последовательности возведения.

Учитывая, что с ростом этажности возрастает продольное усилие в колоннах, которое становится определяющим при их конструировании, то можно сделать вывод о неактуальности учета последовательности возведения при расчете колонн многоэтажных, и в особенности высотных зданий.

Изменение изгибающего момента на крайней опоре в ригеле (Рис. 3.4а,б, в), линия K_p , также не является опасным, поскольку можно заметить, что с ростом этажности напряжения увеличиваются, достигая максимума расчетной схемы возведенного здания (IX-й этап нагружения), т.е. при традиционной расчетной модели, которая является для большинства зданий основной расчетной. Что объясняется увеличением жесткости узла. Таким образом, учет последовательности возведения для крайних опор ригеля не актуален, так как не наблюдается уменьшение прочности сечения ригеля.

Наиболее интересным является характер изменения величины изгибающего момента на средней опоре, линия C_p (Рис. 3.4 а, б, в). Отчетливо видно, что с ростом этажности величины моментов уменьшаются, достигая минимума при традиционной схеме. Только в данном случае величина изгибающего момента, полученного по схеме, учитывающей монтаж, более чем в 1,5 раза превосходит значения, получаемые по традиционной схеме. Объясняется это тем, что крайняя опора при отсутствии вышерасположенных

ригелей на стадии возведения, поворачивается значительно сильнее, чем при их наличии, что объясняется более низкой жесткостью рассматриваемого узла.

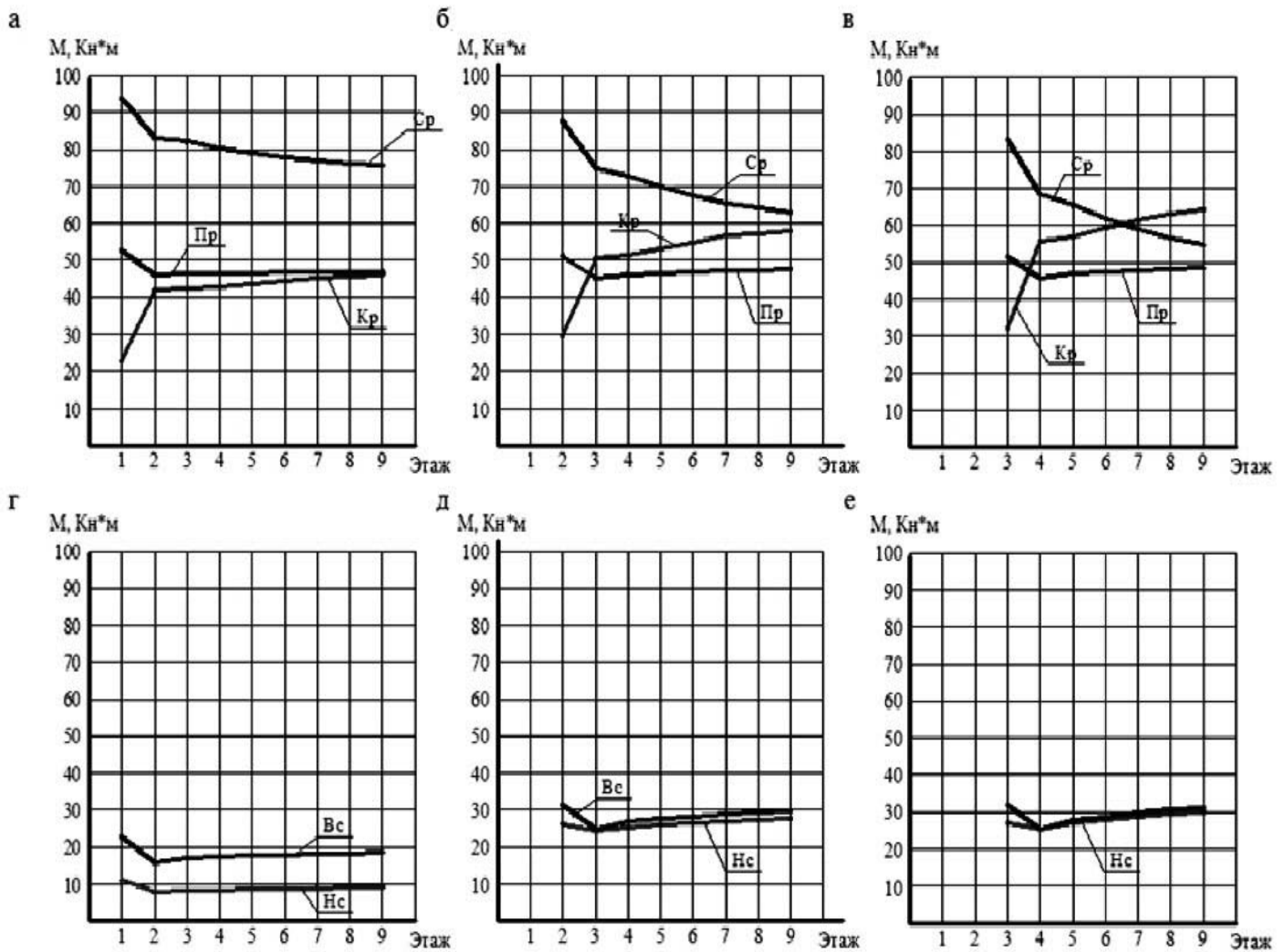


Рис. 3.4 - Графики изменения изгибающих моментов в ригелях (а,б,в) и колонне (г,д,е) соответственно первого ,второго и третьего этажей, в зависимости от этажности каркаса K_p – усилие на крайней левой опоре ригеля, $П_p$ – усилие в пролете ригеля, $С_p$ – усилие на средней опоре ригеля, $В_c$ – усилие в верхнем сечении колонны; $Н_c$ – усилие в нижнем сечении колонны.

Вследствие этого возникает дополнительный изгибающий момент на средней и крайней опорах, а также в пролете ригеля (Рис. 3.5), при этом он уменьшает величину момента на крайней опоре, т.е. происходит уменьшение напряжений по сравнению с традиционной расчетной моделью. На средней опоре и в пролетном сечении ригеля данный дополнительный момент,

наоборот, вызывает перенапряжение сечений, поскольку имеет такое же направление, что и моменты, получаемые при расчете без учета последовательности возведения.

На основании вышесказанного, можно сделать вывод, что с ростом этажности происходит перераспределение усилий, вызванное дополнительными деформациями нового этажа. При этом с добавлением одного этажа происходит уменьшения угла поворота в первоначальной схеме, при добавлении следующего этажа наблюдается разгрузка первого добавленного этажа, однако первоначальный этаж наоборот догружается. Таким образом, каждый нечетный добавленный этаж (1,3,5...) разгружает рассматриваемый, а четный (2,4,6...) наоборот догружает. Учитывая, что при повороте узла момент на противоположном конце ригеля в два раза меньше, чем момент в поворачиваемом [29] (Рис. 3.5), изменение изгибающего момента, обусловленное поворотом крайнего узла сопряжения ригеля с колонной, подчинено следующему знакопеременному ряду:

$$U=M_1 - M_1/2+ M_1/4 + \dots + M_1 (-1/2)^{n-1}, \quad (3.2.2)$$

где, M_1 – изгибающий момент в рассматриваемом ригеле, возникающий при добавлений одного этажа.

Предположение: величина изгибающего момента в пролете ригеля, при отсутствии вышележащих ригелей, всегда больше величины, получаемой при их наличии.

Доказательство: обозначим величину пролетного момента в ригеле как $M_{пр}$. По мере возведения этажей опорный момент будет изменяться на некоторую величину M_i , Используя ряд (3.2.2) определим его сумму. Данный ряд, согласно признаку сходимости знакочередующегося ряда (признаку Лейбница), является абсолютно сходящимся, при этом сумма данного ряда будет равняться:

$$S_n = M_1 / (1 - q), \quad (3.2.3)$$

где q – знаменатель геометрической прогрессии, в данном случае $q = 1/2$;

M_1 – член ряда, для удобства примем $M_1 = 1$, тогда сумма ряда $S_n = 1 / (1 - (-1/2)) = 2/3$.

Получившееся число положительное, соответствует разгружающему изгибающему моменту, следовательно, максимально возможный пролетный момент в ригеле, получаемый при наличии вышерасположенных ригелей, будет меньше получаемой, при их отсутствии на величину $2/3 M_1$. Следовательно, предположение верно. Данным фактом объясняется также и изменение величины опорного момента на опорах ригеля и в колонне.

Однако характер изменения изгибающего момента в ригеле на опорах, в многоэтажных и особенно в высотных зданиях, будет зависеть также и от продольной податливости колонн (Рис. 3.5). При равных сечениях крайней и средней колонны деформация средней будет более значительна из-за большей грузовой площади, а, следовательно, увеличится и изгибающий момент в ригеле, вызванный разностью продольных деформаций крайней и средней колонны. С ростом этажности, при учете податливости колонн, происходит уменьшение и увеличение изгибающего момента соответственно на средней и крайней колонне, так как увеличиваются разности продольных деформаций колонн. При этом очевидно, что с ростом этажности разность продольных деформаций крайней и средней опоры будет возрастать, а так как деформации средней колонны будут увеличиваться, достигая максимума по традиционной расчетной модели. На основании этого следует, что напряжения на средней опоре будут значительно меньше, чем значения, полученные с учетом истории возведения здания, что и наблюдается на (Рис. 3.4), на котором величины изгибающих моментов на средней опоре ригелей уменьшаются с добавлением новых этажей.

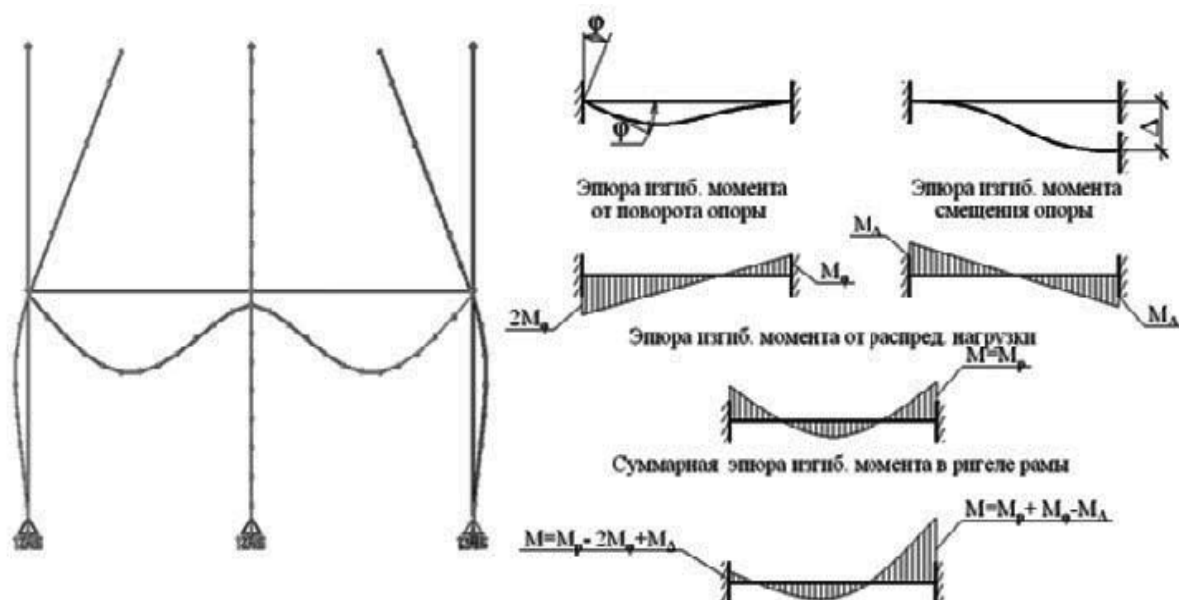


Рис. 3.5 - Схема суммарной величины изгибающего момента в ригеле рамы, при ее деформировании, с учетом последовательности возведения

Следует отметить, что учет податливости колонн при их расчете с учетом последовательности возведения в проектной практике и в научных исследованиях практически не проводится [72]. Объяснением этому служит существующее предположение, что величина деформаций колонн незначительна, и практически не влияет на напряженное состояние элементов каркаса, однако данное предположение верное лишь для малоэтажных зданий, для большинства зданий выше 9-ти этажей можно поставить под сомнение.

Для подтверждения значительной роли продольных деформаций колонн в формировании НДС каркаса, определим величину изгибающего момента, возникающего в ригеле от разности осадок крайней и средней его опор в рассмотренной выше девятиэтажной раме.

Величину изгибающего момента, возникающего в ригеле из-за разности осадок его опор, определим по следующей формуле

$$M_{OC} = (6E_b I/L^2) \cdot \Delta, \quad (3.2.4)$$

где M_{OC} – момент в ригеле, возникающий в результате разности продольных деформаций колонн;

I – момент инерции поперечного сечения ригеля, для прямоугольного сечения равный $bh^3/12=0,4\cdot0,6^3/12=72\cdot10^{-4}\text{м}$;

L – пролет ригеля, в данном случае 6м;

Δ – величина разности деформаций между опорами ригеля.

Величину Δ примем из расчета рассмотренной выше рамы $\Delta = 1,382\text{мм}$.

Подставив известные значения, получим

$$M_{OC}=(6\cdot27\cdot10^6\cdot72\cdot10^{-4}/62)\cdot1,382\cdot10^{-3}=44,77\text{кН}\cdot\text{м}.$$

Величину изгибающего момента, возникающего в ригеле в опорном сечении от вертикальной полезной нагрузки, при отсутствии разности в осадках опор определим по следующей формуле:

$$M = q L^2/12 \quad (3.2.5)$$

Подставив значения, получим $M=24\cdot6^2/12 = 72\text{кН}\cdot\text{м}$.

Сравнивая полученные результаты, нетрудно заметить, что величина изгибающего момента, возникающего в результате разности осадок опор, при учете продольной деформации колонн сопоставима с величиной изгибающего момента, возникающего от вертикальной нагрузки на ригель.

Следует отметить, что формула (3.2.5) принята несколько идеализированной, а именно она соответствует жестко защемленной по краям балки, в реальности же величина $1/12$ не будет наблюдаться, так как крайний узел будет податливым. При этом идеализировав крайний узел как шарнирный, можно найти границы, в которых будет находиться изгибающий момент, используемый в формуле (3.2.5). А именно для шарнирного крайнего узла имеем, величину момента на средней опоре $M = q L^2/8$, следовательно, реальное значение находится в пределах $M = [1/12\div1/8] q L^2$. Проанализировав эту формулу нетрудно заметить, величина изгибающего момента, обусловленная

разностью продольных осадок, колонн будет соответственно составлять для рассмотренного примера 62,2 процента (при $1/12 qL^2$) и 41,5 процента (при $1/8 qL^2$), что в обоих случаях является существенным.

Таким образом, данное сравнение свидетельствует о том, что учет податливости колонн в значительной степени влияет на формирование напряженно-деформированного состояния элементов каркаса здания и не может игнорироваться в расчетах многоэтажных, в том числе и высотных зданий.

Следует отметить, что на основании этого факта особую опасность представляют собой крайние ячейки каркаса, поскольку именно в них разность между продольными деформациями крайних и внутренней ближайшей колонны будет наибольшей. Внутри же здания, средние колонны работают практически в одинаковых условиях (в регулярных каркасах) и их продольные деформации практически не будут различаться и, следовательно, не будут наблюдаться схожие эффекты как от одного, так и от другого фактора. Однако именно из-за такой неравномерности может произойти обрушение именно крайних элементов рам, что в последствие может вызвать лавинообразное обрушения всего здания.

На основании указанного выше, переходя от податливости к продольной жесткости вертикальных элементов можно сделать вывод, что для правильного описания НДС каркаса при учете последовательности возведения необходимо также учитывать наличие элементов повышенной жесткости, например, колонн большего сечения и диафрагм жесткости, монолитно связанных с колоннами [23,108]. Полученные выше результаты расчета описывали, по сути, рамную модель здания, с колоннами одинакового сечения. В реальности же, как правило, поперечное сечение колонн в пределах даже одного этажа может различаться. Кроме того, в рамно-связевом здании при наличии диафрагм монолитно связанных с колоннами и по сути представляющим из себя колонну-стену, развитую в плане, изменение напряженно-деформированного состояния элементов будет иным. Причем степень этого изменения будет находиться в

зависимости от расположения диафрагм в плане здания, однако принципиально характер НДС элементов каркаса будет формироваться аналогичным рамному образу. При расположении диафрагм жесткости в середине рамы, вертикальные деформации колонн, примыкающих к диафрагме, будут меньше, чем у крайних, ввиду большей их жесткости, а, следовательно, и изменение изгибающего момента на средней и крайней опорах ригеля с ростом этажности будет противоположным вышеописанным. А именно, с ростом этажности, изгибающий момент в сечении на средней опоре будет увеличиваться, при этом на первых этапах нагружения будет наблюдаться уменьшение изгибающего момента (Рис. 3.4), Обусловленное поворотом крайнего сечения. В сечении на крайней опоре, наоборот, с ростом этажности величина изгибающего момента будет уменьшаться, достигая минимума при традиционной схеме. При расположении диафрагмы на краю рамы, характер изменения будет аналогичным рамной схеме, т.к. податливость крайних колонн будет значительно меньше средней колонны.

Таким образом, элементы повышенной жесткости оказывают влияние на перераспределение усилий в ригелях и колоннах.

3.3 Универсальная методика определения напряженно-деформированного состояния зданий с учетом последовательности возведения

Следует отметить, что полученные выше результаты сделаны на сравнительно небольших расчетных моделях. С ростом же этажности, размеров в плане, а также в зависимости от компоновки здания, анализ напряженно-деформированного состояния элементов каркаса с учетом последовательности возведения значительно затрудняется из-за увеличения, как количества рассматриваемых элементов, так и этапов нагружения. Существующие расчетные программы, например SCAD или Lira, вопрос последовательности возведения решают простейшим способом, а именно последовательным

построением и расчетом основной расчетной модели, при одновременном запоминании первоначального НДС здания на различных этапах возведения. Однако данная методика имеет ряд недостатков, а именно, необходимо рассчитывать, по сути, несколько расчетных моделей, для каждого отдельного этапа. При этом вероятность накопления ошибок на различных этапах, а также время счета, особенно больших моделей, возрастают. Следует отметить, что в настоящее время нет универсальной методики расчета, способной эффективно и полностью автоматизировано, производить расчеты с учетом последовательности возведения, при этом иметь возможность вариантного проектирования в отдельных блоках здания без использования значительных временных затрат и мощной вычислительной техники.

Разработка такой методики является одной из важнейших задач в области строительной механики, поэтому в данном параграфе диссертации предлагается методика способная учесть все вышеназванные требования.

За основу такой методики принят метод, предложенный А.И. Сапожниковым – метод контурных и расчетных точек, дополненный использованием скользящих и расширяющихся супер элементов и реализованный применительно к расчету зданий с учетом последовательности возведения [73]. При этом, стоит отметить, что отличительной особенностью от первоначально предложенного метода, является, во-первых, более строгий выбор направления построения матриц жесткости контурных (КТ) и расчетных точек (РТ), а также использование «кругового» прохода, позволяющего описать НДС здания с учетом и этапа возведения, и этапа эксплуатации.

Суть методики заключается в уменьшении порядка матрицы жесткости здания путем ее поэтапного построения, а также, что здесь добавлено применительно к методике [98], путем удаления пройденной расчетом части матрицы жесткости, при одновременном ее «запоминании» в КТ. При этом формирование уменьшенной матрицы жесткости выполняется поэтапно, начиная с нижнего этажа, что позволяет учитывать последовательность

возведения. Построение матрицы жесткости наиболее удобно вести с использованием скользящих (ССЭ) и расширяющихся (РСЭ) супер элементов.

Матрица жесткости простейшего ССЭ строится следующим образом. Вначале вводится первый блок конечных элементов (КЭ), представляющий собой часть конструкции (Рис. 3.6). Для него вычисляются элементы матрицы жесткости, которая в свою очередь комплектуется таким образом, чтобы контурные точки (КТ), расположенные сверху рассматриваемого блока (Рис. 3.6а) в матрице жесткости ССЭ образовывали первый блок R_{pp} (где p означает принадлежность к узлам КЭ, совпадающим с КТ). Уравнение равновесия блока в таком случае имеет вид

$$\begin{vmatrix} R_{\rho\rho}^{(1)} & R_{\rho n}^{(1)} \\ R_{n\rho}^{(1)} & R_{nn}^{(1)} \end{vmatrix} * \begin{vmatrix} q_p^{(1)} \\ q_n^{(1)} \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} P_\rho^{(1)} \\ P_n^{(1)} \end{vmatrix}, \quad (3.3.1)$$

где $R_{nn}^{(1)}$ – МЖ КЭ (кроме совпавших с КТ) ;

$R_{\rho n}^{(1)}, R_{n\rho}^{(1)}$ – блоки влияния КЭ соответственно группы ρ на группу n и

наоборот;

$q_p^{(1)}, q_n^{(1)}$ – смещения узлов КЭ, соответственно групп ρ и n ;

$P_\rho^{(1)}, P_n^{(1)}$ – матрицы сил, приложенных соответственно к узлам групп ρ и n .

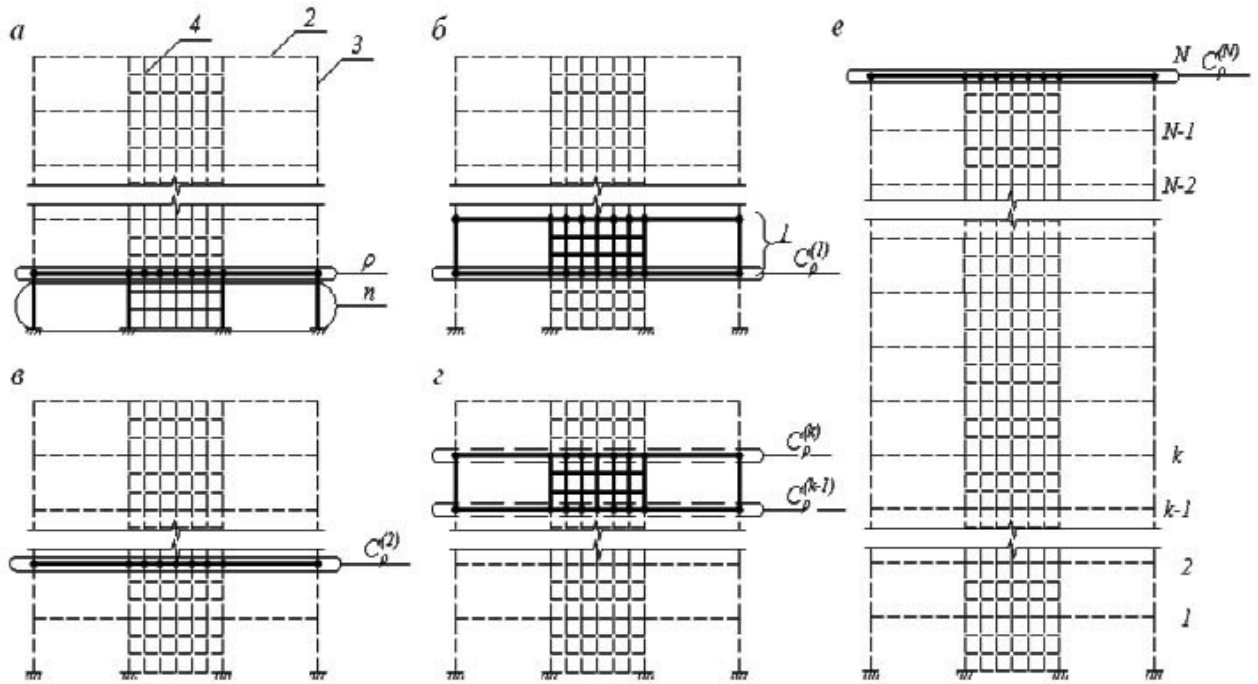


Рис. 3.6 - Схема построения скользящего супер элемента: а – разбивка первого блока здания на КЭ; б – замена первого блока КЭ контурными точками и вложение второго блока; в – замена первого ряда КТ и второго блока КЭ контурными точками второго ряда; г – процесс перехода от КТ (к-1)-го ряда к к-му; д – получение матрицы жесткости верха здания, 1 – вкладываемый блок КЭ; 2 – ригель; 3 – колонна, 4 – диафрагма; n, ρ – соответственно исключаемые и сохраняемые узлы.

Для построения МЖ КТ достаточно в равенстве (3.3.1) принять $q_p^{(1)} = E_p \cdot P_n^{(1)} = 0$. Это означает, что КТ поочередно получили единичные смещения, (E_p – единичная матрица порядка ρ), а остальные узлы, не закрепленные связями, могут свободно смещаться и в них не возникают усилий⁹. Таким образом, матрица $P_p^{(1)}$ будет представлять матрицу жесткости КТ первого уровня, обозначим ее $C_p^{(1)}$. Используя ранее указанные подстановки, из уравнения (3.3.1) получим известное равенство $C_p^{(1)}$

$$C_p^{(1)} = R_{pp}^{(1)} - R_{pn}^{(1)} \cdot (R_{nn}^{(1)})^{-1} \cdot R_{np}^{(1)},$$

(3.3.2)

Если не вводить предположение, что $q_p^{(1)} = E_p$, то есть допустить, что КТ получают не поочередные единичные смещения, а произвольные или единичные, но групповые, то формула (3.3.2) примет вид

$$C_p^{(1)} = [R_{pp}^{(1)} - R_{pn}^{(1)} \cdot (R_{nn}^{(1)})^{-1} \cdot R_{np}^{(1)}] \cdot q_p^{(1)}, \quad (3.3.3)$$

Получив МЖ КТ первого блока, перейдем к составлению МЖ КТ второго блока его целесообразно принять такого же размера. В регулярных конструкциях это значительно упростит расчет, так как блоки МЖ КТ сохраняются (вкладываемый блок КЭ).

Уравнения равновесия второго блока примет вид [88]

$$\begin{vmatrix} R_{\rho\rho}^{(2)} & R_{\rho n}^{(2)} \\ R_{n\rho}^{(2)} & (R_{nn}^{(2)} + C_p^{(1)}) \end{vmatrix} * \begin{vmatrix} q_p^{(2)} \\ q_n^{(2)} \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} C_p^{(2)} \\ 0 \end{vmatrix}, \quad (3.3.4)$$

Откуда МЖ КТ второго блока будет определяться по следующей формуле

$$C_p^{(2)} = [R_{pp}^{(2)} - R_{pn}^{(2)} \cdot (R_{nn}^{(2)} + C_p^{(1)})^{-1} \cdot R_{np}^{(2)}] \cdot q_p^{(2)}, \quad (3.3.5)$$

МЖ k-го ССЭ, следуя изложенной логике, будет иметь вид

$$C_p^{(k)} = [R_{pp}^{(k)} - R_{pn}^{(k)} \cdot (R_{nn}^{(k)} + C_p^{(k-1)})^{-1} \cdot R_{np}^{(k)}] \cdot q_p^{(k)}, \quad (3.3.6)$$

Таким образом, матрица жесткости $C_p^{(k)}$ характеризует жесткость пройденных k блоков КЭ ($k=1,2,\dots,N$), где N – число расчетных блоков (этаж, ярус и т.д.) здания.

Следует отметить, что при расчетах сложных сооружений, обращение суммы матриц $(R_{nn}^{(k)} + C_p^{(k-1)})^{-1}$ может оказаться затруднительным вследствие значительного объема операций. В таком случае можно использовать иной подход, который можно получить, рассмотрев уравнение равновесие (3.3.4) записанное для k -го блока

$$\begin{Bmatrix} R_{\rho\rho}^{(k)} & R_{\rho n}^{(k)} \\ R_{n\rho}^{(k)} & (R_{nn}^{(k)} + C_p^{(k-1)}) \end{Bmatrix} * \begin{Bmatrix} q_p^{(k)} \\ q_n^{(k)} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} C_p^{(k)} \\ 0 \end{Bmatrix}, \quad (3.3.7)$$

Из равенства (3.3.7), выделим уравнение, служащее для определения смещения исключаемых узлов, которое запишем в следующем виде

$$(R_{nn}^{(k)} + C_p^{(k-1)})^{-1} \cdot q_n^{(k)} = -R_{n\rho}^{(k)} \cdot q_p^{(k)}, \quad (3.3.8)$$

Подставив уравнение (3.3.8) в (3.3.6) получим новую формулу для записи матрицы жесткости контурных точек, которую запишем в

$$C_p^{(k)} = R_{pp}^{(k)} \cdot q_p^{(k)} + R_{pn}^{(k)} \cdot q_n^{(k)}, \quad (3.3.9)$$

Как видно запись (3.3.9) более компактная чем (3.3.6), что позволяет использовать ее более эффективно особенно в большеразмерных КЭМ.

При этом используя принцип, примененный при выводе (3.3.2) данную формулу можно преобразовать в следующую

$$C_p^{(k)} = R_{pp}^{(k)} \cdot E_p + R_{pn}^{(k)} \cdot q_n^{(k)}, \quad (3.3.10)$$

Таким образом, формулы (3.3.9) или (3.3.10), по аналогии с (3.3.6) представляют собой матрицы жесткости к блокам КЭ, записанные в общем виде.

Следует отметить, что расчет регулярных конструкций (R_{nn} повторяется для всех блоков), можно значительно упростить, введением передаточных матриц [85], представляющих собой МЖ k -й и $(k+1)$ граней рассматриваемого k -го блока см. (Рис. 3.6 г,е). Сами передаточные матрицы определим из уравнения k -го блока расчетной модели, записанного в следующем виде

$$\left\| \begin{array}{ccc} R_{\rho\rho}^{k,k} + C_p^{k,k-1} & 0 & R_{\rho n}^k \\ 0 & R_{\rho\rho}^{k+1,k+1} & R_{\rho n}^{k+1} \\ R_{n\rho}^k & R_{n\rho}^{k+1} & R_{nn} \end{array} \right\| * \begin{Bmatrix} q_\rho^k \\ q_\rho^{k+1} \\ q_n^k \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} P_\rho^k + P_\rho^{k,k-1} \\ P_\rho^{k+1} \\ P_n^k \end{Bmatrix}, \quad (3.3.11)$$

где $R_{\rho\rho}^{k,k}, R_{\rho\rho}^{k+1,k+1}$ - матрицы жесткости контурных точек (ρ), ограничивающих рассматриваемый блок соответственно снизу и сверху;

$q_\rho^k, q_\rho^{k+1}, q_n^k$ - векторы смещений соответственно точек (ρ), ограничивающих рассматриваемый блок соответственно снизу и сверху и внутренних точек (n);

$C_p^{k,k-1}$ - матрица жесткости КТ (ρ) со стороны $(k-1)$ -го блока

$P_\rho^{k,k-1}$ - вектор сил, приведенных к нижним точкам (ρ), k -го рассматриваемого блока, со стороны $(k-1)$ -го блока.

Стоит отметить, что уравнение (3.3.11), было записано только относительно повторяемости блока R_{nn} , при повторяемости нагрузок на узлы (n), во всех последующих выкладках вектор нагрузок P_n^k , следует заметить на постоянный вектор P_n .

Запишем уравнение (3.3.11) в виде следующих двух уравнений

$$q_n^k = R_{nn}^{-1} \cdot (P_n^k - P_{n\rho}^k \cdot q_\rho^k - R_{n\rho}^{k+1} \cdot q_\rho^{k+1}), \quad (3.3.12)$$

$$\left\| \begin{array}{cc} R_{\rho\rho}^{k,k} + C_p^{k,k-1} & 0 \\ 0 & R_{\rho\rho}^{k+1,k+1} \end{array} \right\| * \begin{Bmatrix} q_\rho^k \\ q_\rho^{k+1} \end{Bmatrix} + \left\| \begin{array}{c} R_{\rho n}^k \\ R_{\rho n}^{k+1} \end{array} \right\| \cdot q_n^k = \begin{Bmatrix} P_\rho^k + P_\rho^{k,k-1} \\ P_\rho^{k+1} \end{Bmatrix}, \quad (3.3.13)$$

Подставим (3.3.12) в (3.3.13), получим

$$\left[\left\| \begin{array}{cc} R_{\rho\rho}^{k,k} + C_p^{k,k-1} & 0 \\ 0 & R_{\rho\rho}^{k+1,k+1} \end{array} \right\| - \left\| \begin{array}{c} R_{\rho n}^k \\ R_{\rho n}^{k+1} \end{array} \right\| \cdot R_{nn}^{-1} \cdot \left\| \begin{array}{cc} R_{n\rho}^k & R_{n\rho}^{k+1} \end{array} \right\| \right] * \begin{Bmatrix} q_\rho^k \\ q_\rho^{k+1} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} P_\rho^k + P_\rho^{k,k-1} \\ P_\rho^{k+1} \end{Bmatrix} - \left\| \begin{array}{c} R_{\rho n}^k \\ R_{\rho n}^{k+1} \end{array} \right\| \cdot R_{nn}^{-1} \cdot P_n^k, \quad (3.3.14)$$

Упростим выражение (3.3.14), посредством следующих обозначений

$$C_\rho^{(k)} = \left\| \begin{array}{cc} R_{\rho\rho}^{k,k} + C_p^{k,k-1} & 0 \\ 0 & R_{\rho\rho}^{k+1,k+1} \end{array} \right\| - \left\| \begin{array}{c} R_{\rho n}^k \\ R_{\rho n}^{k+1} \end{array} \right\| \cdot R_{nn}^{-1} \cdot \left\| \begin{array}{cc} R_{n\rho}^k & R_{n\rho}^{k+1} \end{array} \right\|,$$

$$\bar{q}_\rho^k = \begin{Bmatrix} q_\rho^k \\ q_\rho^{k+1} \end{Bmatrix}, \quad \bar{P}_\rho^k = \begin{Bmatrix} P_\rho^k + P_\rho^{k,k-1} \\ P_\rho^{k+1} \end{Bmatrix} - \left\| \begin{array}{c} R_{\rho n}^k \\ R_{\rho n}^{k+1} \end{array} \right\| \cdot R_{nn}^{-1} \cdot P_n^k$$

Тогда выражение (3.3.14) можно записать в виде

$$C_\rho^{(k)} \cdot \bar{q}_\rho^k = \bar{P}_\rho^k, \quad (3.3.15)$$

Для установления зависимости матрицы жесткости $C_\rho^{(k)}$ от характера единичных смещений КТ (независимых или групповых), запишем уравнение (3.3.11) в форме уравнения (3.3.7)

$$\left\| \begin{array}{ccc} R_{\rho\rho}^{k,k} + C_p^{k,k-1} & 0 & R_{\rho n}^k \\ 0 & R_{\rho\rho}^{k+1,k+1} & R_{\rho n}^{k+1} \\ R_{n\rho}^k & R_{n\rho}^{k+1} & R_{nn} \end{array} \right\| * \left\| \begin{array}{cc} q_\rho^k & 0 \\ 0 & q_n^{k+1} \end{array} \right\| = \left\| \begin{array}{cc} C_\rho^{k,k} & C_\rho^{k+1,k} \\ C_\rho^{k+1,k} & C_\rho^{k+1,k+1} \\ 0 & 0 \end{array} \right\|, \quad (3.3.16)$$

Систему уравнений (3.3.16) перепишем, аналогично уравнению (3.3.11), в таком случае данная система распадется на две подсистемы

$$R_n \cdot q_n^k = - \left\| \begin{array}{cc} R_{n\rho}^k & R_{n\rho}^{k+1} \end{array} \right\| * \left\| \begin{array}{cc} q_\rho^k & 0 \\ 0 & q_n^{k+1} \end{array} \right\|, \quad (3.3.17)$$

$$C_\rho^{(k)} = \left\| \begin{array}{ccc} R_{\rho\rho}^{k,k} + C_p^{k,k-1} & 0 & \\ 0 & R_{\rho\rho}^{k+1,k+1} & \end{array} \right\| * \left\| \begin{array}{cc} q_\rho^k & 0 \\ 0 & q_n^{k+1} \end{array} \right\| + \left\| \begin{array}{c} R_{\rho n}^k \\ R_{\rho n}^{k+1} \end{array} \right\| \cdot P_n^k \quad (3.3.18)$$

где
$$C_\rho^{(k)} = \left\| \begin{array}{cc} C_\rho^{k,k} & C_\rho^{k+1,k} \\ C_\rho^{k+1,k} & C_\rho^{k+1,k+1} \end{array} \right\|$$

Принимая во внимание $q_\rho^i = E_\rho$, ($i=k; k+1$), то уравнения (3.3.17) и (3.3.18), можно переписать в следующем виде

$$R_{nn} \cdot q_n^k = - \left\| \begin{array}{cc} R_{n\rho}^k & R_{n\rho}^{k+1} \end{array} \right\| \cdot E_\rho, \quad (3.3.19)$$

$$C_\rho^{(k)} = \left\| \begin{array}{ccc} R_{\rho\rho}^{k,k} + C_p^{k,k-1} & 0 & \\ 0 & R_{\rho\rho}^{k+1,k+1} & \end{array} \right\| \cdot E_\rho + \left\| \begin{array}{c} R_{\rho n}^k \\ R_{\rho n}^{k+1} \end{array} \right\| \cdot q_n^k, \quad (3.3.20)$$

Уравнения (3.3.19) и (3.3.20) в таком случае можно записать в виде следующих формул

$$\begin{aligned} C_\rho^{k,k} &= (R_{\rho\rho}^{k,k} + C_p^{k,k-1}) \cdot E_\rho + R_{\rho n}^k \cdot q_n^k \\ C_\rho^{k+1,k+1} &= R_{\rho\rho}^{k+1,k+1} \cdot E_\rho + R_{\rho n}^{k+1} \cdot q_n^{k+1}, \\ C_\rho^{k,k+1} &= R_{\rho n}^k \cdot q_n^k; \quad C_\rho^{k+1,k} = R_{\rho n}^{k+1} \cdot q_n^{k+1} \end{aligned} \quad (3.3.21)$$

Следует отметить, что q_n^k в уравнениях (3.3.21) определяется из (3.3.19).

Подводя итог проведенным преобразованиям, можно констатировать, что использование блока R_{nn} , в регулярных конструкциях, позволяет упростить построение матрицы жесткости контурных точек k -го блока. В нерегулярных же конструкциях необходимо использовать, как было отмечено ранее, формулу (3.3.10) при этом в каждом k -ом блоке, использовать свою матрицу жесткости R_{nn}^k , характерную для этого блока.

В контексте сказанного выше следует отметить, что описанный прием получения МЖ КТ для регулярных конструкций, позволяет достаточно быстро достоверно определять НДС больших расчетных моделей зданий, решение которых с использованием традиционного метода конечных элементов, усложняется и замедляется ввиду значительно большего количества одновременно обрабатываемых КЭ.

Как видно, предложенная методика расчета, основанный на принципах МКиРТ и его вычислительном средстве – ССЭ, может быть успешно применена для решения задач, связанных с учетом последовательности возведения зданий различной конструктивной схемы. Следует отметить, что рассмотренный порядок формирования матрицы жесткости «снизу вверх», может быть использован и в обратном направлении, а именно «сверху вниз» для определения напряженно-деформированного состояния отдельных элементов (блоков) здания при полном его нагружении, а именно одновременном влиянии и последовательности возведения, и нагружения всех этажей (Рис. 3.6 в-д). Такой подход можно охарактеризовать как «круговой», поскольку построение начинается с первого этаже при учете последовательности возведения и заканчивается также в нем, а именно после определения эксплуатационного НДС состояния с учетом первого этапа. При этом стоит отметить, что воспользовавшись принципом встречного скольжения [74], можно рассчитать и проанализировать произвольный блок здания, произведя построение матрицы жесткости блока «снизу вверх», и одновременно «сверху вниз». Используя, таким образом, данный способ можно произвести вариацию элементов внутри рассматриваемого блока без пересчета всей расчетной модели, что позволяет

значительно снизить время расчета в целом. Кроме того, локализуя выбранный блок, можно производить расчеты отдельных элементов блока не только на прочность, но и, например, на устойчивость, либо на наличие дефектов в геометрии элементов, что особенно актуально для мониторинга уже построенных зданий. При этом, в случае определения НДС с учетом этапности возведения данные построения необходимо производить с учетом «кругового прохода».

Следует отметить, что примененный в предлагаемой методике способ скользящих супер элементов имеет сходство с принципом матричной прогонки [75]. Однако, если в последнем работа происходит с тремя блоками, то в предложенной методике – с одним блоком КЭ, что упрощает решение задачи.

Предложенную методику продемонстрируем на примере пяти-этажной, двухпролетной рамы, в которой нижняя стойка отсутствует, а верхние являются жесткими стержнями.

Рассмотрим два случая построения расчетной модели: 1-й - одновременное загрузке всех этажей; 2-й - последовательное возведения каждого этажа с запоминанием напряженно-деформированного состояния нижележащего яруса (Рис. 3.7). Для облегчения анализа примем прогиб в ригеле (в середине пролете) в 1-ом случае равным единице, прогибы во втором случае построения расчетной модели приведем к данному значению.

В результате расчета по описанной выше методике имеем следующие результаты: для первого случая прогибы ригелей $V^{(1+5)} = 1$, для второго случая прогибы ригелей: $V_1^{(1)} = 2,283 V_1^{(1)}$, $V_2^{(2)} = 1,283 V_1^{(1)}$;

$$V_3^{(2)} = 0,783 V_1^{(1)}; V_4^{(2)} = 0,45 V_1^{(1)}; V_5^{(2)} = 0,2 V_1^{(1)} .$$

Выбранной пример наглядно демонстрирует, что результаты расчета, полученные по схеме, учитывающей монтаж, превосходят значения, определенные по традиционной расчетной схеме. При этом можно заметить, что полученные значений распределяются согласно ряду (3.2.1), что также подтверждает достоверность результатов, полученных по предложенной

методике и, следовательно, ее работоспособность. Кроме того, проведенные сравнительные расчеты в программном комплексе SCAD Office 11.3 подтвердили, точность предложенной методики, поскольку результаты расчета, в том числе и для указанной рамы (Рис. 3.7) совпали с точностью менее 0,1%.

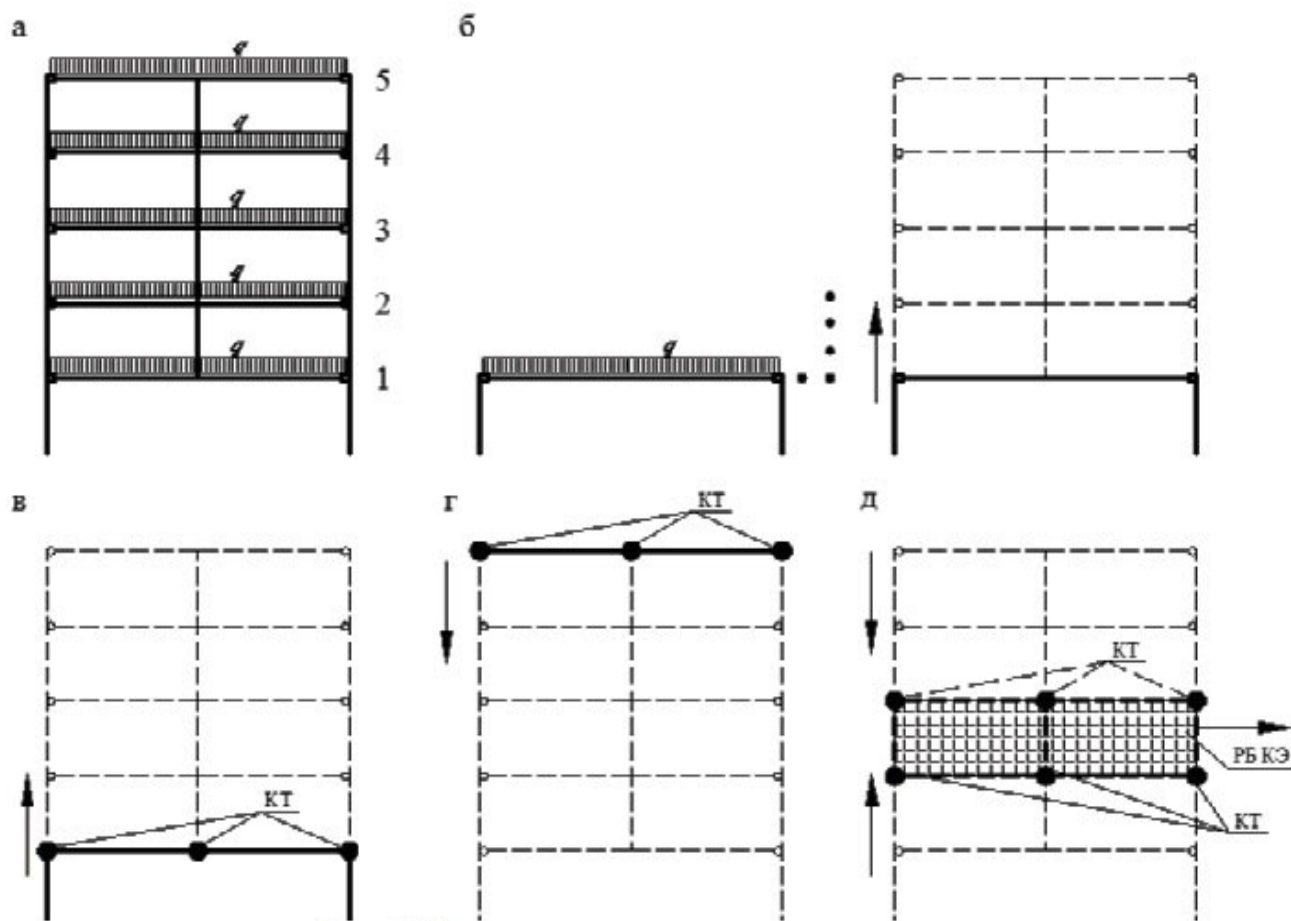


Рис.3.7 - Расчетные схемы пятиэтажной рамы: а – при одновременном загрузении всех этажей; б – схема скольжения «снизу вверх»; г – схема скольжения «сверху вниз»; д – схема встречного скольжения для определения деформированного состояния требуемого расчетного блока конечных элементов (РБ КЭ)

Стоит отметить, что проведенные в ходе дальнейших исследований, расчеты более сложных, пространственных моделей, также показали аналогичные результаты, тем самым подтвердив достоверность предложенной методики. При этом в ходе исследований также было определена еще одна

область строительной механики, в которой применение предложенной методики позволяет получить достоверные результаты, с учетом пространственной работы зданий. А именно, использование ее, совместно с методом контурных и расчетных точек в задачах устойчивости.

3.4 Применение модифицированного метод контурных и расчет точек в задачах устойчивости

В настоящее время вопросы исследования устойчивости равновесия зданий и сооружений, несмотря на широкое развитие средств автоматизации инженерных расчетов – САЕ-систем, не потеряли своей актуальности. Основными причинами интереса к обозначенному разделу строительной механики, являются наличие в нем множества спорных и нерешенных вопросов. Например, необходимо ли учитывать последовательность возведения, пространственный характер распределения сил в здании, продольные деформации вертикальных элементов, и др. факторы, позволяющие, хотя и в ущерб трудоемкости расчетов, получить более достоверное НДС здания. Кроме того, важно разобраться, допустимо ли использование плоских и одномерных расчетных моделей в задачах устойчивости зданий, которые на самом деле являются пространственными системами. Очевидно, и обозначенные выше факторы, которые практически не учитываются в расчетах на устойчивость, хотя как показывают работы [76], они существенно изменяют характер НДС при статическом и динамическом расчете многоэтажных зданий, а не только его количественную составляющую, и обозначенные вопросы требует дополнительных логически обоснованных исследований. При этом, необходимо отметить, что, в настоящее время большинство расчетов, выполняются с использованием САЕ-систем, на результат которых, как и было отмечено ранее, существенно влияет человеческий фактор, поэтому разработка эффективной упрощенной методики расчета, способной в простой форме учесть обозначенные выше факторы,

также является одной из актуальных задач современной строительной механике.

Следует отметить, что в последнее время появляется достаточно много методик и методов расчета на устойчивость. Однако практически все из них посвящены рассмотрению вопроса потери устойчивости либо отдельных элементов зданий, либо рассмотрены вопросы потери устойчивости плоской рамы. При этом не указывается, что такой подход может быть лишь частично оправдан при расчете протяженных зданий с регулярной структурой, с одинаковой суммарной нагрузкой на рамы, а также, если при этом отсутствуют поперечные диафрагмы, в силу чего податливость перекрытий и их вращение в плане проявляются незначительно. При этом зачастую авторы работ, не приводят самого главного, а именно, как осуществлен переход от пространственной системы к плоской раме, и насколько точно он учитывает пространственную работу сил и их распределение. А также не отвечают на вопросы: возможен ли такой переход, какой способ перехода использован в предлагаемом ими упрощенном методе расчета, и использован ли был он вообще. Описанные выше вопросы на сегодняшний день представляются не менее актуальными, поскольку уже очевидно, что наиболее полную картину поведения здания под нагрузками можно получить, рассматривая его пространственную модель [77]. Использование плоских и одномерных расчетных схем, как приближенных методов предварительного расчета, возможно только после тщательного изучения поведения всех элементов здания в пространственной постановке, и после последующей логически строгой и обоснованной доработки этих методов.

В качестве такого метода перехода от пространственной модели к плоской, как показали проведенные исследования, в рамках диссертации, может служить МКиРТ, позволяющий учесть, в том числе и последовательность возведения. Однако в указанном ранее виде предложенный метод позволяет только перейти к плоской системе, но не позволяет решать непосредственно задачу устойчивости здания, в части определения поэтажных критических сил.

Поэтому данный метод необходимо дополнить новым расчетным аппаратом. Для этого предварительно покажем, что и в задаче устойчивости при поэтажном приложении внешних нагрузок, рама может рассматриваться в качестве сдвиг изгибного условного стержня, для которого можно использовать интегральную формулу, определяющую критическую силу по известным критическим силам поэтажного нагружения, [78]

$$\frac{1}{P} = \sum_{i=1}^N 1/P_i \quad (3.4.1)$$

где N – количество этажей; P_i – поэтажная сила

Для определения указанной цели, воспользуемся энергетическим методом определения критических сил. Данный метод заключается в приравнивании потенциальной энергии деформаций системы Π к работе внешних сил A_P на возникающих при этом перемещениях. Метод рассмотрим на примере шарнирно опертого стержня, сжатого продольной силой.

Из курса высшей математики известно, что разница между дугой дуги стягивающей ее хордой равна $\Delta\delta = \int_0^1 [y'(x)]^2 dx$, следовательно, работа силы P на этом перемещении, будет определяться по формуле

$$A_p = \frac{1}{2} \left(P \int_0^1 [y'(x)]^2 dx \right), \quad (3.4.2)$$

Потенциальная энергия от изгиба стержня определяется по следующей формуле

$$\Pi_M = \frac{1}{2} \int_0^1 EI [y_M''(x)]^2 dx, \quad (3.4.3)$$

где, E и I – соответственно модуль упругости материала стержня и момент инерции поперечного сечения стержня.

Потенциальная энергия для стержня от деформаций сдвига определяется, аналогично (3.4.3), по следующей формуле

$$\Pi_Q = \frac{1}{2} \int_0^1 GF [y'_Q(x)]^2 dx, \quad (3.4.4)$$

где, G и F – соответственно модуль сдвига материала стержня и площадь поперечного сечения стержня.

Как известно, сложить непосредственно (3.4.3) и (3.4.2), чтобы получить общую формулу для потенциальной энергии, нельзя, поскольку не известны $u_M(x)$ и $y_Q(x)$. Поэтому воспользуемся приемом С.П. Тимошенко, а именно запишем Π_M и Π_Q через моменты и перерезывающие силы

$$\Pi_M = \frac{1}{2} \int_0^1 (M^2/EI) dx; \quad \Pi_Q = \frac{1}{2} \int_0^1 (Q^2/GF) dx \quad (3.4.5)$$

Величины M и Q образуются за счет действия продольных сил P , и выражаются следующими зависимостями

$$M = Py; \quad Q = Py', \quad (3.4.6)$$

Подставив (3.4.6) в (3.4.5) и сложив полученные Π_M и Π_Q , получим выражение потенциальной энергии учитывающий деформации сдвига и изгиба стержня

$$\frac{1}{2} \int_0^1 \left(\frac{P^2 y^2}{EI} dx + \frac{P^2 (y')^2}{GF} dx \right) = \frac{1}{2} \left(P \int_0^1 (y')^2 dx \right), \quad (3.4.7)$$

Примем, что при потере устойчивости происходит искривления стержня по кривой вида

Примем, что при потере устойчивости происходит искривления стержня по кривой вида

$$y(x) = C \sin \pi x / l, \quad (3.4.8)$$

Тогда подставив (3.4.8) в (3.4.7), а также принимая во внимание, что при учете сдвига форма кривой деформации для стержня с шарнирными опорами сохраняет вид синусоиды, получим

$$P_{кр} = P_{кр}^{\exists} \cdot \alpha, \quad (3.4.9)$$

где $\alpha = 1/(1 + P_{кр}^{\exists}/GF)$; $P_{кр}^{\exists} = EI\pi^2/l^2$ – критическая сила по Эйлеру

Для вывода формулы, учитывающей поэтажное распределение силы P , представим формулу (3.4.7) в следующем виде

$$\Pi_M + \Pi_Q = 1/2 \int_0^1 P(x)(y')^2 dx, \quad (3.4.10)$$

Функция $P(x)$ может быть представлена в виде произведения $P(x) = P \cdot n(x)$, тогда в качестве критического выступает амплитудный параметр P . В результате этого имеем

$$P_{кр} = \min \frac{\Pi_M + \Pi_Q}{1/2 \int_0^1 n_i(x)(y')^2 dx}, \quad (3.4.11)$$

Если сложную функцию $n(x)$ разложить на сумму простых

$$n_i(x) = n_1(x) + n_2(x) + \dots + n_k(x),$$

то, более удобным оказывается определение не $P_{кр}$, а обратной величины

$$\frac{1}{P_{кр}} = \max \frac{\sum_{i=1}^k 1/2 \int_0^1 n_i(x)(y')^2 dx}{\Pi_M + \Pi_Q}, \quad (3.4.12)$$

Поскольку $P \cdot n_i(x)$, определены, то формулу (3.4.12) можно записать в следующем виде,

$$1/P_{кр} = 1/P_{кр}^{(1)} + 1/P_{кр}^{(2)} + \dots + 1/P_{кр}^{(k)},$$

где $P_{кр}^{(i)}$ – первые критические силы простых загрузений, тогда

$$1/P_{кр} = \sum_{i=1}^k 1/P_{кр}^{(i)}, \quad (3.4.13)$$

Таким образом, критическую силу при поэтажном нагружении, можно использовать и для сдвиго-изгибных систем, к которым относятся и плоские рамы. Поэтому, формулу (3.4.13), которая представляет обобщение теоремы П.Ф. Папковича, можно использовать для определения критической поэтажной силы при определении устойчивости многоэтажных зданий.

Следует отметить, что в практических расчетах устойчивости, формула (3.4.13) будет иметь следующий вид

$$1/P_{кр} \leq \sum_{i=1}^k 1/P_{кр}^{(i)}, \quad (3.4.14)$$

поскольку, критическая сила, получаемая по (3.4.13) должна быть не меньше суммы критических сил простых загрузений, иначе система потеряет устойчивость. Учитывая сказанное, неравенство (3.4.14) следует записать в следующем виде

$$1/P_{кр} \geq \sum_{i=1}^k 1/P_{кр}^{(i)}$$

Доказав, таким образом, возможность использования формулы П.Ф.Папковича, рассмотрим теперь непосредственно предлагаемый метод определения устойчивости рамы.

Для использования интегральной формулы определяющей критическую силу для рамы, по известным критическим силам поэтажного нагружения (3.4.13) можно использовать методику шарнирной цепи, предложенную А.И. Сапожниковым, однако изменив ее для решения задач устойчивости. Специфическое изменение данной методики, предложенное аспирантом, заключается в использовании шарнирного стержня (рисунок 3.8).

Решение по методике шарнирного стержня в рамках метода шарнирных цепей состоит в предварительном определении податливости рамы от ее смещения и поворота, в том числе и за счет податливости основания, изгиба и сдвига самой рамы, с последующим определением ее жесткости в уровне состыковки с шарнирным стержнем.

После определения жесткости рамы в ее расчетных точках, которыми могут быть точки расположения ригелей или ригелей ряда этажей расчетных уровней, формирующих расчетный отсек, к которым приводятся продольные силы отсека, устанавливаются шарнирные стержни (рисунок 3.8).

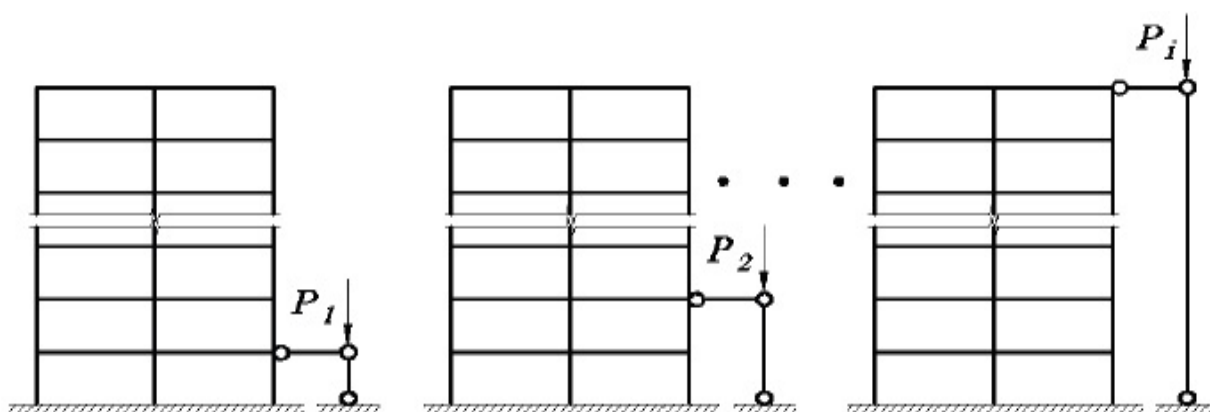


Рис. 3.8 - Принципиальная схема нагружения шарнирного стержня поэтажной нагрузкой рамы на примере 1-го, 2-го и i -го этажей

Если матрица жесткости рамы определяется формулой (3.3.6) или (3.3.10), то матрица жесткости шарнирного стержня по формуле, полученной из рассмотрения равновесия шарнирного стержня (рисунок 3.9).

$$P_k \cdot y = C_k \cdot y \cdot H_k, \quad (3.4.15)$$

Упростив (3.4.15), получим

$$P_k = C_k \cdot H_k, \quad (3.4.16)$$

Выражение (3.4.16) представляет собой величину критической силы для шарнирного стержня, при которой сохраняется его устойчивое положение. При превышении этой силы система превратится в мгновенно изменяемую и, потеряет устойчивость. Поскольку данное выражение описывает не только потерю устойчивости стержня, но всей рамы на определенном ее этаже, то данное выражение также характеризует ее потерю устойчивости.

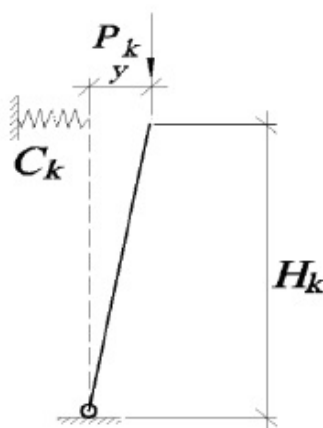


Рисунок 3.9 - Рассматриваемое состояние устойчивости шарнирного стержня

Используя выражение для поэтажного суммирования критических сил, не трудно, учитывая (3.4.13) определить критическую силу, при поэтажном нагружении многоэтажной рамы по формуле

$$P_{кр} = 1 / \left(\sum_{i=1}^k 1 / C_i \cdot H_i \right) , \quad (3.4.17)$$

Таким образом, выражение (3.4.17) совместно с модифицированным методом контурных и расчетных точек, позволяет, во-первых, эффективно перейти от пространственной модели здания к его плоской раме, и далее, используя аппарат метода шарнирных цепей, перейти к шарнирному стержню, с помощью которого можно в достаточно простой форме получить величину поэтажной критической силы для здания. Следует отметить, что использование предложенной методики позволяет наиболее достоверно определять критическую силу, причем именно учитывающую характер работы рамных систем и отказаться от использования дополнительных, по сути, эмпирических коэффициентов. Например, как было выполнено в работе Завьяловой О.Б, в которой применен некоторый коэффициент $k=2,3\dots 2,5$, введенный для уточнения результатов и полученный, как и отмечают авторы, путем выполнения многочисленных расчетов. При этом математически данный коэффициент выведен не был, хотя именно от него зависит точность решения, и если принять его равным 1, т.е. не учитывать его, то погрешность подобной методики возрастает до 250 процентов, что естественно ставит возможность ее универсального использования под сомнение.

Эффективность рассмотренного выше метода продемонстрируем на примере трехэтажного каркасного здания (рисунок 3.10).

Примем следующие геометрические и физико-механические характеристики конструкций: колонны сечением 0,3х0,3(м), ригели сечением 0,5(н)х0,3(м), перекрытия толщиной 0,2м, материал конструкций – бетон класса В20 с модулем упругости $E_b=27000\text{Мпа}$. После ряда преобразований, согласно описанной выше методике приведения пространственной модели к его преобразованной раме были получены следующие параметры жесткостей C_k необходимые для определения $P_{кр}$ по формуле (3.4.17):

$$C_1=68030 \text{ кН/м}; C_2=29950 \text{ кН/м}; C_3=18600 \text{ кН/м}$$

$$H_1=3\text{м}; H_2=6\text{м}; H_3=9\text{м}$$

Подставляя полученные результаты в (3.4.17):

$$P_{кр}=1/(68030.3) + 1/(29950.6) + 1/(18600.9) = 60833 \text{ кН}$$

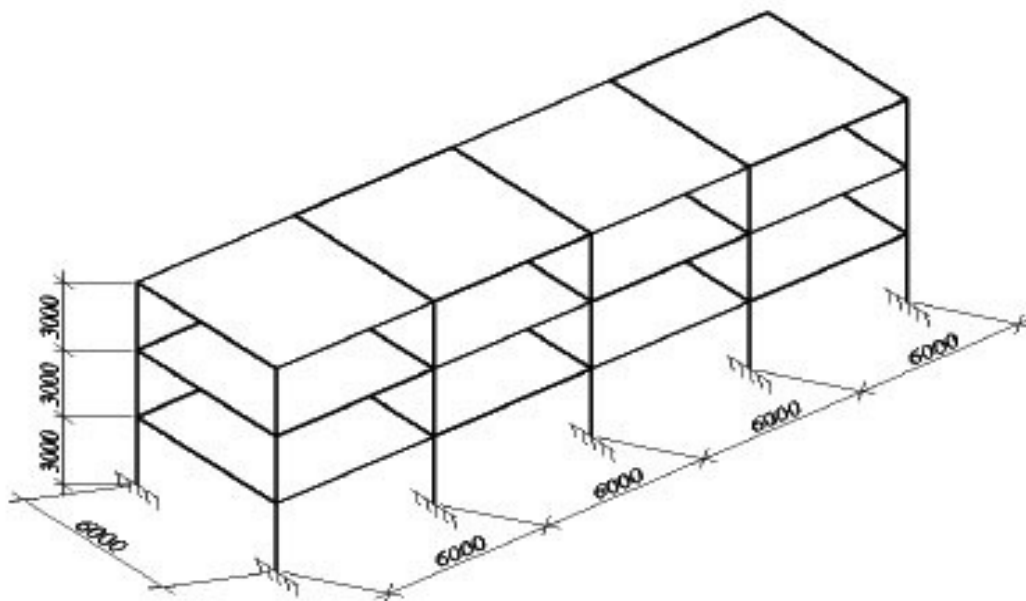


Рис. 3.10 - Схема рассматриваемого трехэтажного каркасного здания

Проверим теперь, потеряет ли непосредственно само здание устойчивость при этой поэтажной нагрузке, для этого воспользуемся программным комплексом SCAD Office V11.3.

Элементы расчетной модели смоделируем посредством встроенного генератора сечений, задав выше приведенные геометрические и физико-механические параметры. Расчетная конечно-элементная модель здания состоит из 1921 узла и 2226 элементов (рис. 3.11). В результате расчета при полученной ранее величине $P_{кр}$, было получено, что коэффициент запаса устойчивости здания составляет $k=0.97$, т.е. погрешность вычисления критической силы по формуле (3.4.17) составила чуть более трех процентов, что свидетельствует о точности и достоверности предложенной методики. При этом, стоит отметить, что с ростом этажности и, следовательно, с увеличением количества шарнирных стержней, точность вычисления критической силы по формуле (3.4.17) возрастает приближаясь практически к единице.



Рис. 3.11 - Расчетная конечно-элементная модель здания

В заключение отметим, что использование предложенной методики позволяет наиболее достоверно определять критическую силу, причем учитывающую именно характер работы рамных и рамно-связевых систем как единых пространственных конструкций. А учитывая полученные ранее в данной главе результаты по возможности МКиРТ в задачах учета последовательности возведения, очевидно, что предложенная методика позволяет наиболее достоверно определить устойчивость с учетом этапности возведения здания, что делает данную методику универсальной.

ОСНОВНЫЕ ВЫВОДЫ К ГЛАВЕ 3

1 Учет последовательности возведения является актуальным, в рамных и рамно-связевых конструктивных схемах. В связевых же системах, использование традиционных расчетных моделей, не учитывающих последовательность возведения, не приводит к искажению результатов. Поскольку горизонтальные и вертикальные элементы, вследствие отсутствия рамных узлов сопряжения друг с другом, работают независимо друг от друга.

2 Расчет и проектирование высотных зданий с рамно-связевыми конструктивными схемами необходимо выполнять с учетом их последовательности возведения, так как традиционная расчетная схема не позволяет в полной мере определить их экстремальное НДС. А именно, величины напряжений, в опорных сечениях ригелей, полученных по традиционной расчетной модели, более чем в 1,5 раза меньше напряжений, получаемых по схеме учитывающей этапность возведения, что является значительным. Особенно, учитывая незначительную прочность горизонтальных элементов, по сравнению с вертикальными, работающими, в основном, на сжатие и растяжение, а также учитывая возможность увеличения указанной разницы напряжений. Поскольку влияние, отвечающего за данное изменение фактора, при неограниченном увеличении этажности, неограниченно возрастает.

3 Основной причиной несовпадения НДС здания, получаемого с использованием традиционных методов мгновенного нагружения здания, с реальным поведением конструкций на различных этапах возведения и эксплуатации, является неспособность первых учитывать начальное НДС элементов, возникающее и остающееся на различных этапах возведения объекта.

4 Изменение НДС элементов каркаса, при учете последовательности возведения здания, обусловлено двумя факторами – изменением жесткости крайнего узла сопряжения ригеля с колонной и влиянием податливости колонн, а именно продольной жесткостью вертикальных элементов, а также наличием и

расположением диафрагм жесткости, при условии их монолитного сопряжения с колоннами.

5 Влияние фактора продольной деформативности вертикальных элементов с ростом этажности возрастает, влияние фактора жесткости крайнего узла сопряжения ригеля с колонной, падает по сравнению с фактором податливости, при этом общий вклад в НДС здания, при учете последовательности возведения стабилизируется после 5-6 новых добавленных этажей.

6 Анализ полученных в ходе исследования результатов, показал, что основные изменения в НДС элементов, происходят в крайних ячейках каркаса, что обусловлено значительным влиянием различной деформативности крайних и внутренних колонн. В результате этого возникают дополнительные напряжения, которые сопоставимы с величинами, возникающими от вертикальных нагрузок. Внутренние же элементы каркаса работают практически в одинаковых условиях, и в них практически не проявляется фактор влияния различной продольной деформативности колонн, наблюдаемой в крайних ячейках. На основании этого при определении НДС высотных зданий необходимо особенно уделять внимание обозначенным элементам.

7 Учет последовательности возведения наиболее удобно производить посредством предложенной в параграфе 3.3 данной главы, методики расчета, основанной на методе контурных и расчетных точек, и заключающейся в дефрагментировании расчетной модели и в использовании «кругового» прохода при построении матрицы жесткости здания. Благодаря значительному сокращению непосредственно используемой матрицы жесткости здания, уменьшается время расчета, что особенно актуально для больших систем, а также при динамических расчетах. Кроме того предложенная методика расчета позволяет не только учитывать последовательность возведения, но и производить расчеты с учетом вариантного проектирования конструкций в отдельных расчетных блоках здания, что позволяет учитывать работу наиболее нагруженных элементов здания за пределами, например, упругой работы. Благодаря простоте методике, реализация его на ЭВМ не представляется

сложной задачей, так как общий алгоритм схож с МКЭ. При этом благодаря использованию МКирТ, можно отказаться от постоянного расчета всей модели здания, и значительно снизить время расчета и, как следствие, последующего процесса конструирования. Таким образом, предложенная методика в полной степени соответствует современным достижениям в области параллельных вычислений.

8 Дополнив МКирТ, методом шарнирного стержня, как нового элемента метода шарнирных цепей профессора А.И. Сапожникова, стало возможным решение задач устойчивости зданий, в части определения поэтажных критических сил, учитывающее пространственный характер работы здания, а также последовательность его возведения, что сделало предложенную методику расчета более универсальной.

4 ИССЛЕДОВАНИЕ ФОРМИРОВАНИЯ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ВЫСОТНЫХ ЗДАНИЙ НА ЭТАПЕ ИХ ЭКСПЛУАТАЦИИ ПРИ ДЕЙСТВИИ РАЗЛИЧНЫХ НАГРУЗОК

4.1 Учет работы диафрагм жесткости на вертикальную нагрузку

В предыдущей главе диссертации были рассмотрены вопросы работы систем развитых в вертикальной плоскости с учетом их возведения, при этом было установлено, что значительное влияние на изменение НДС здания оказывает фактор продольной жесткости вертикальных элементов. А именно, благодаря учету вертикальной податливости колонн и диафрагм, монолитно связанных с ними, происходит существенное изменение в напряженно-деформированном состоянии здания при учете его возведения. Однако, возникает вопрос: какое влияние оказывает учет продольной деформативности вертикальных элементов, на поведение здания при эксплуатации и необходимо ли учитывать данный фактор непосредственно в расчетах?

В настоящее время при проектировании многоэтажных зданий диафрагмы, как правило, рассчитывают только на горизонтальные воздействия, не учитывая их работу на вертикальные нагрузки, в том числе совместно с рамами. Вследствие этого исчезает возможность учета связанных с этим дополнительных напряжений, что в свою очередь может привести к значительным погрешностям в расчете и конструировании каркасных зданий с диафрагмами жесткости. Следует отметить, что использование допущения об отсутствии работы диафрагм на вертикальные нагрузки, возможно только для сборных зданий и то для определенных конструктивных схем, а именно для тех, в которых обеспечивается условная свобода перемещения в вертикальной плоскости элементов диафрагм. В монолитных и сборно-монолитных

конструкциях, такой подход, как будет показано далее в исследовании, не применим, ввиду наличия совместной работы рам и диафрагм не только на горизонтальные, но и на вертикальные нагрузки.

Таким образом, в данном разделе диссертации комплексно анализируется характер влияния вертикальных элементов повышенной продольной и изгибной жесткости на формирование НДС каркаса многоэтажного здания, в контексте учета продольной деформативности вертикальных элементов, а также исследуются вопросы взаимодействия различных несущих элементов системы при действии вертикальных и горизонтальных нагрузок.

Указанное комплексное исследование выполнено в два этапа. На первом этапе, произведен анализ напряженно-деформированного состояния рамно-связевого каркаса с учетом и без учета совместной работы диафрагм и рам на вертикальные нагрузки, в контексте необходимости учета продольной их деформируемости. На втором этапе выполнен анализ взаимодействия диафрагм с элементами каркаса, расположенными в одной с диафрагмой плоскости и в параллельных плоскостях, с целью установления основных зависимостей и определения механизмов формирования НДС здания в целом.

Анализ напряженно-деформированного состояния рамно-связевого каркаса при совместной работе диафрагм и рам на вертикальные нагрузки

Для анализа совместной работы рам с диафрагмами жесткости, примем для исследований 20-ти этажное здание с конструктивной рамно-связевой схемой, имеющее ячейку колонн 6×6 м и высоту этажа 3 м. План типового этажа изображен на рисунке 4.1. Материал несущих конструкций зданий – железобетон класса В20 с начальным модулем деформации $E_b = 27000 \text{ МПа}$, сечение колонн и ригелей принимается равными соответственно $0,5 \times 0,5$ м для колонн и $0,5(h) \times 0,3$ м для ригелей, диафрагмы толщиной 0,18 м. Перекрытия приняты в монолитном исполнении, толщиной 0,14 м. Полезная нагрузка на перекрытия принята равномерно распределённой по площади и равной 2 кПа. Учен собственный вес элементов здания из расчета плотности железобетона 2500 кг/м^3 . Горизонтальная нагрузка принята равной 1 кПа, что соответствует

VI-у ветровому району. Нагрузка на покрытие принята равной, по величине, полезной нагрузке на перекрытие. Анализ НДС расчетной модели произведен в программе MSC.Nastran. Расчетная модель здания имеет 55645 узлов, 80560 элементов, колонны и ригели смоделированы элементами типа BAR, диафрагмы и плиты – PLATE, размер конечного элемента принят 1м.

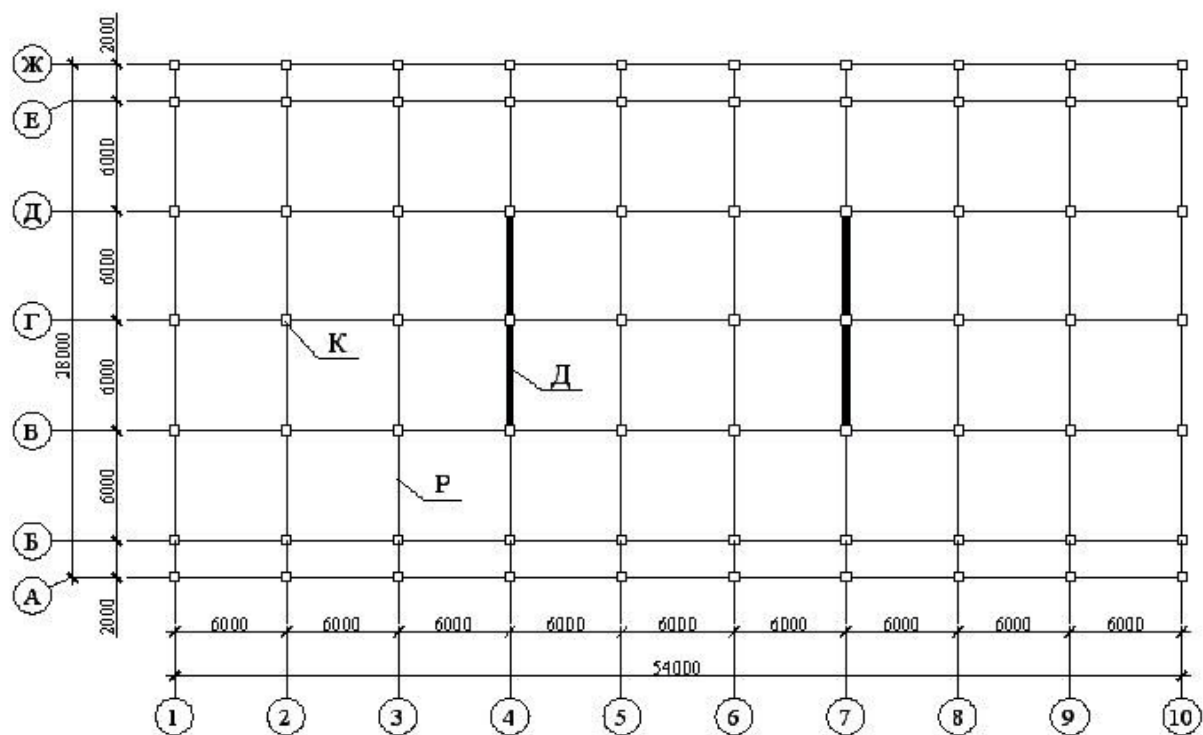


Рис. 4.1 – Схема типового этажа. Р – ригели, К – колонны, Д – диафрагмы

Следует отметить, что хотя принятая схема здания является упрощенной, так как в ней не учитываются проемы в перекрытиях и диафрагмах, имеющиеся в реальных зданиях, однако, для запланированного анализа взаимодействия рам и диафрагм эта упрощенная схема вполне приемлема. Это следует из работ [79,80], где отмечается, в частности, что наличие проемов в диафрагмах и в перекрытиях, несколько снижает общую жесткость здания, однако данное снижение жесткости незначительное и, как правило, компенсируется наличием лифтовой шахты и частичной работой стен и диафрагм. При этом, введение указанного допущения позволяет снизить трудоемкость построения расчетной модели здания и её последующий анализ, без снижения его достоверности.

В результате произведенного анализа результатов расчета КЭМ было выявлено значительное изменение напряженно-деформированного состояния здания при учете продольных деформаций вертикальных элементов. А именно на рис. 4.2а отчетливо видно, что элементы (ригели) рамы, благодаря включению в работу диафрагмы, имеющей большую продольную жесткость за счет большей площади поперечного сечения, как бы «висят» на диафрагме. При расчете по КЭ модели, не учитывающей податливость вертикальных элементов (рис. 4.2б), деформированное состояние иное, ригели работают практически независимо от колонн и диафрагм, так как не происходит смещение их опорных узлов. При этом следует отметить, что изменения в напряженном состоянии (рис. 4.3) также существенны. Так, например, максимальные значения в опорном сечении ригелей (по краям диафрагмы) для схемы, не учитывающей продольную деформируемость вертикальных элементов (рис. 4.3а) составили около 130 кН/м, для схемы учитывающей указанный фактор (рис. 4.3б) - 230 кН/м. Таким образом, изменение составило около 75 процентов. Следует отметить, что второй вариант представляет собой традиционную расчетную схему, обычно применяемую для определения усилий методом заменяющих рам, особенно в расчетах монолитных зданий, в котором матрица жесткости составляется без учета податливости колонн и диафрагм [81].

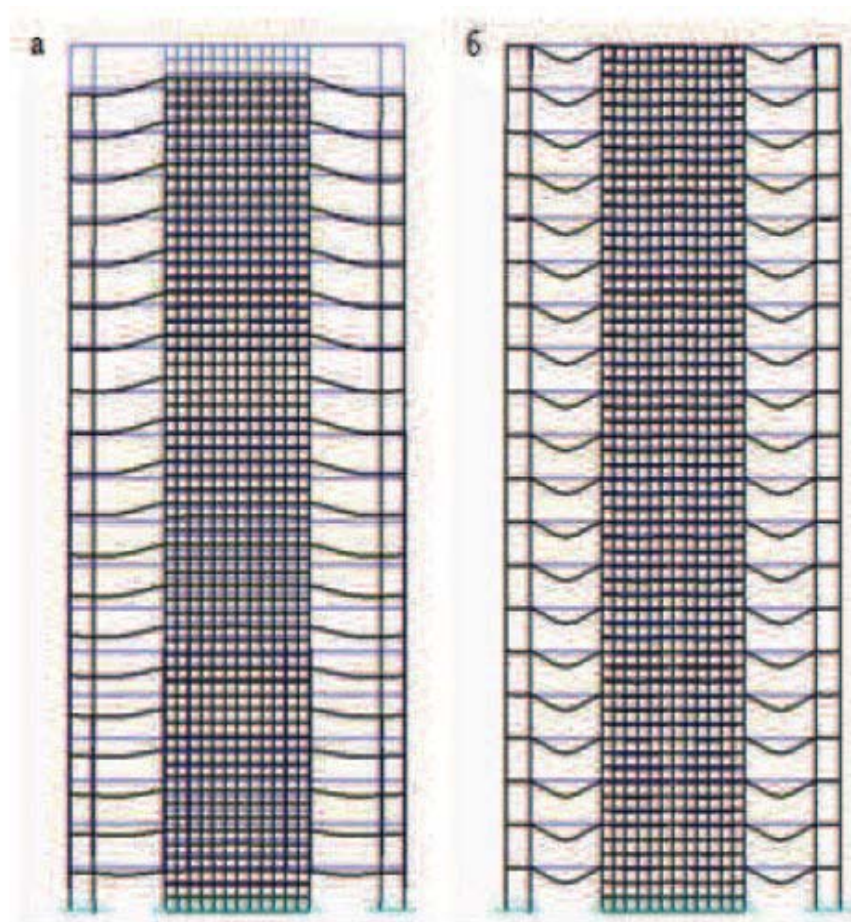


Рис. 4.2 - Деформирование моделей в зависимости от учета податливости вертикальных элементов а – с учетом податливости, б – без учета

Таким образом, при учете податливости вертикальных элементов, меняется не только количественная составляющая НДС элементов здания, но и его характер в целом, что отчетливо наблюдается на рис. 4.2 и 4.3. При этом следует отметить, что в некоторых сечениях происходит существенное изменение работы элементов, например в примыкающих к диафрагме ригелях наблюдается смена знака изгибающего момента на противоположный. Изменение НДС также наблюдается и в колоннах, особенно верхних ярусов.

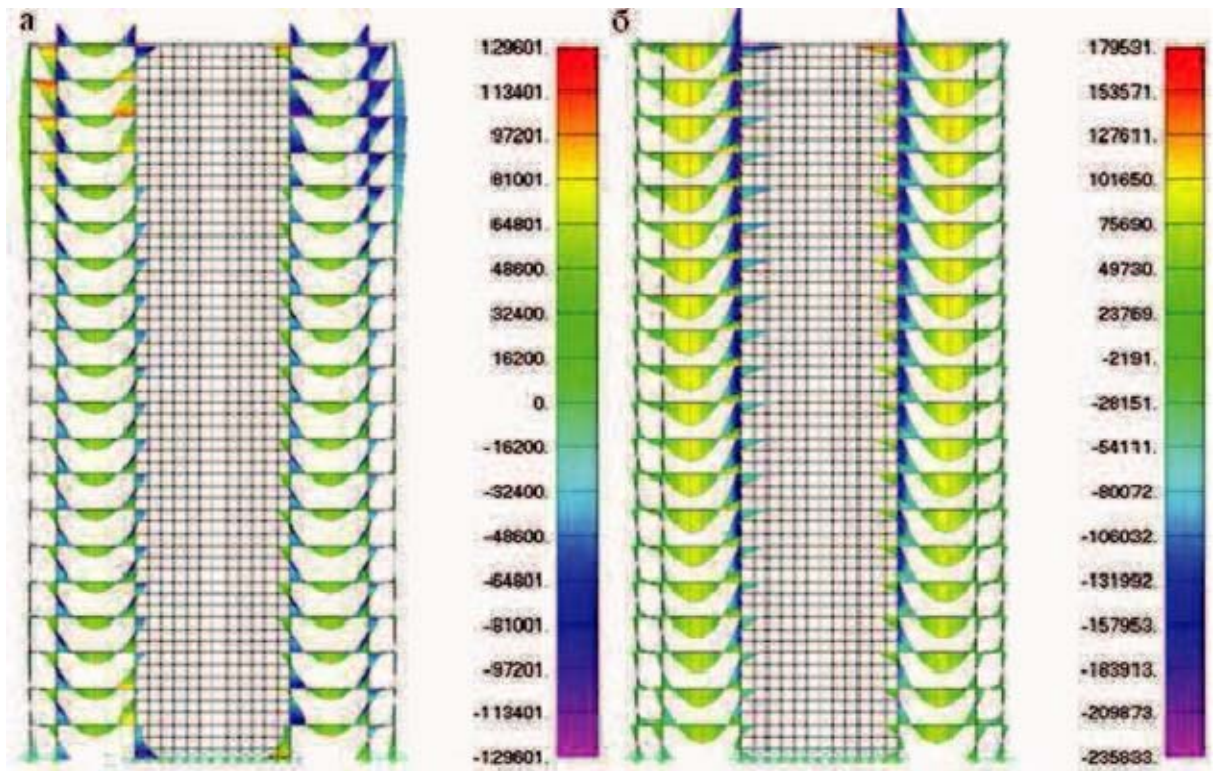


Рис. 4.3 Эпюры изгибающих моментов от вертикальной нагрузки: а – расчет выполнен без учета податливости вертикальных элементов, б – с учетом, Н·м

Объясняется все обозначенное выше увеличением разности абсолютных деформаций опор ригелей в верхней части здания по сравнению с нижней, а именно из-за увеличения разности продольных деформаций колонн и диафрагм, при работе последних на вертикальные нагрузки. Поскольку вследствие большей площади поперечного сечения продольная деформация диафрагм оказывается меньше чем колонн, следовательно, как и в случае, обозначенном в третьей главе (рис. 3.5), также происходит дополнительная перегрузка элементов каркаса. Следует отметить, что при отсутствии учета совместной работы диафрагм и рам на вертикальные нагрузки, такого существенного изменения в НДС не будет. Таким образом, указанный в предыдущей главе фактор продольной деформативности вертикальных элементов, является существенным не только в расчетах с учетом последовательности возведения, но и в традиционных расчетах.

Таким образом, установлено что пренебрежение, в расчетных моделях, продольными деформациями вертикальных элементов, допускаемое часто в приближенных расчетных схемах (например, в методе заменяющих рам), приводит к значительным неточностям, и как следствие, может стать причиной некачественного конструирования всего здания, что в итоге может привести к его прогрессирующему обрушению. Однако следует отметить, что влияние диафрагм на общее напряженно-деформированное состояние каркаса, будет зависеть не только от податливости вертикальных элементов, а также от изгибной жесткости ригелей и перекрытий их сопряжения с колоннами и с диафрагмами (шарнирное, упругое или жесткое), так как именно они отвечают за перераспределения усилий между всеми элементами здания.

Дальнейшие проведенные исследования показали, что отмеченный выше эффект значительного изменения НДС элементов каркаса сохраняется и при действии горизонтальных нагрузок, что отчетливо видно на рис. 4.4. При этом стоит отметить, что по аналогии с работой на вертикальные нагрузки (рис. 4.3), при действии горизонтальных воздействий также существенно меняется напряженное состояние элементов. А именно, наибольшие значения изгибающих моментов в системе, не учитывающей совместную работу на вертикальные нагрузки диафрагм (рис. 4.4а), наблюдаются в нижней половине здания, в системе же учитывающей совместную работу диафрагм и рам на вертикальные нагрузки (рис. 4.4б), наибольшие усилия наблюдаются в верхней части. При этом увеличение величин опорных моментов, как видно на рис. 4.4, из-за смещения опор от изгиба диафрагмы, может существенно превосходить значения, полученные без учета работы диафрагм на вертикальные нагрузки. Например, в данном случае, величина изгибающего момента, вызванная различным смещением опор ригеля, вследствие изгиба диафрагмы, например в ригеле последнего этажа более чем в 10 раз ($0,9 \text{ кН}\cdot\text{м}$ и $11,3 \text{ кН}\cdot\text{м}$, соответственно) превосходит значения, полученные без учета работы диафрагмы на вертикальные нагрузки.

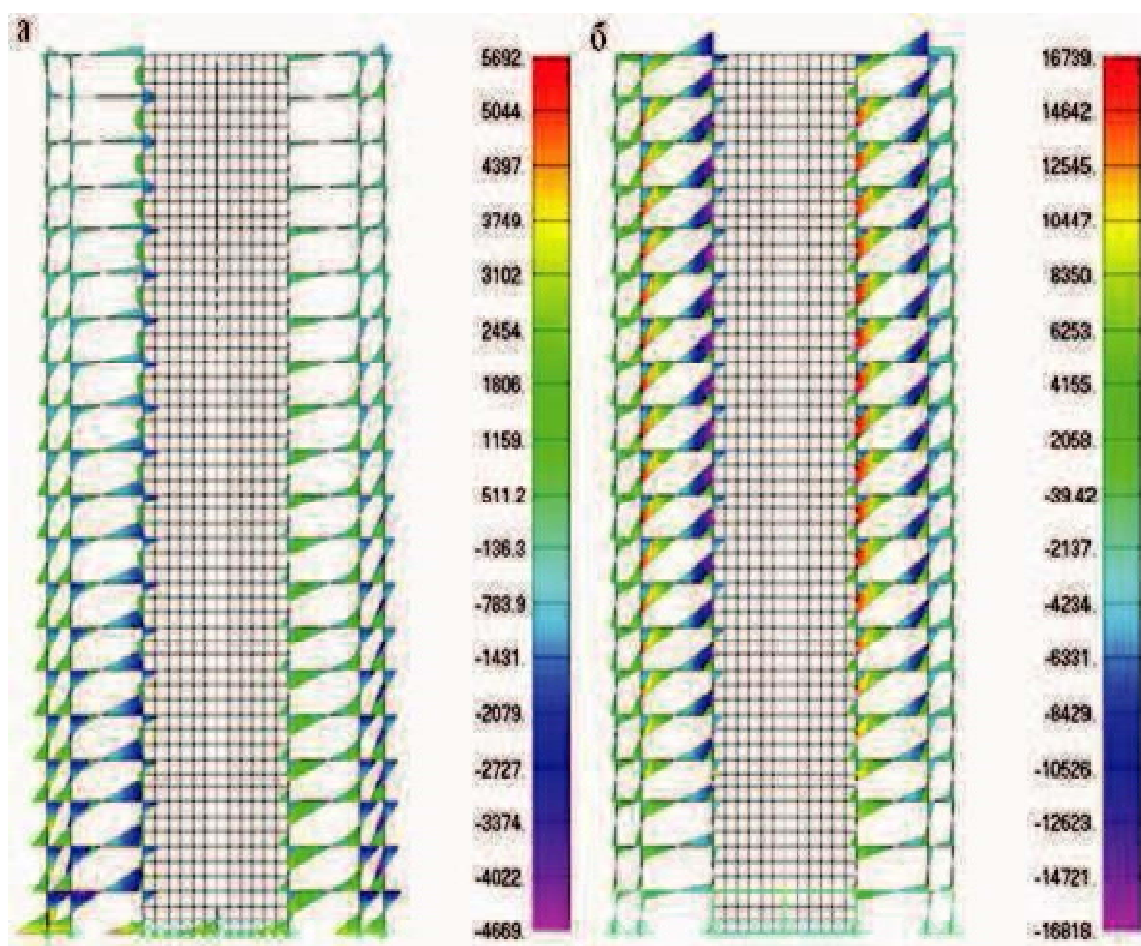


Рис. 4.4 - Эпюры изгибающих моментов в элементах каркаса при горизонтальной нагрузке : а- без учета работы диафрагмы на вертикальные нагрузки), б- с учетом совместной работы диафрагмы и рамы ,Н·м

Такое существенное изменение объясняется это, тем фактом, что с ростом этажности, увеличивается поворот поперечных сечений диафрагм (рис. 4.5) в верхней части, вследствие ее работы как условно консольного стержня на изгиб под действием горизонтальных нагрузок. В результате этого, происходит увеличение поворота поперечных сечений, особенно верхних ригелей в узлах их сопряжения с диафрагмой. Кроме того также увеличивается разность вертикальных «осадок» опор ригелей. Таким образом, эффекты, обозначенные при действии вертикальных нагрузок, усиливаются, поскольку, во-первых, увеличивается разность вертикальных деформаций опорных сечений ригелей, и, во-вторых, появляется дополнительный поворот примыкающих к диафрагме сечений ригелей. При этом стоит отметить, что ввиду обозначенного ранее

роста угла поворота сечений диафрагмы с нарастанием этажности, напряженное состояние элементов последних этажей многоэтажного здания изменяется более существенно, по сравнению с элементами нижних ярусов (рис. 4.4б).

Констатируя вышеизложенное, а также основываясь на методе перемещений, отметим, что характер изменения напряженно-деформированного состояния элементов каркаса как при работе на вертикальные (рис. 4.3), так и на горизонтальные нагрузки (рис. 4.4), объясняется двумя причинами. Во-первых, увеличением разности абсолютных деформаций опор ригелей в верхней части здания по сравнению с нижней, что обусловлено нарастанием абсолютной разности продольных деформаций между системой «диафрагма-колонна» и прочих колонн каркаса. Во-вторых, увеличением поворота поперечных сечений диафрагмы в верхней части здания по сравнению с нижней, в силу ранее обозначенной специфики работы диафрагмы.

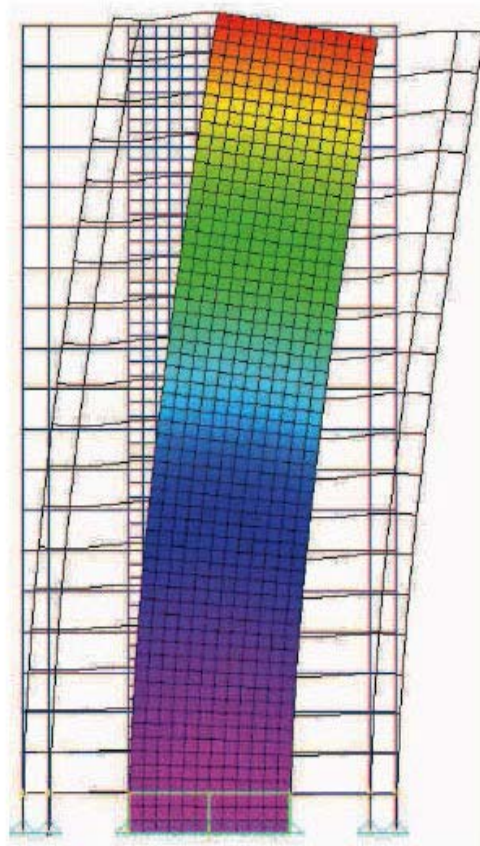


Рис. 4.5 - Деформированная схема рамы с диафрагмой по оси 4, при действии горизонтальной ветровой нагрузки

На основании вышеизложенного, можно сделать вывод, что при составлении расчетных схем, например, при использовании метода перемещений, необходимо, во-первых, учитывать совместную работу диафрагм и рам не только на горизонтальные, но и на вертикальные нагрузки, во-вторых, необходимо учитывать продольные деформации вертикальных элементов, накладывая на расчетную схему соответствующие граничные условия (дополнительные фиктивные связи). Поскольку это обеспечивает наибольшую достоверность при определении НДС здания.

Необходимо иметь в виду, что полученные выше выводы справедливы не только для упрощенных методик расчета, но и для СКЭ используемого в САЕ-системах. Поскольку известно, что переход от реального объекта к его расчетной модели практически полностью зависит от пользователя, а именно от его понимания работы конструкций в составе единой системы. Незнание в таком случае специфик и границ влияния тех или иных допущений и идеализаций, может привести к существенному искажению реального НДС всей исследуемой систем, и что самое опасное, конечный результат может быть воспринят как верный и единственный. Поскольку знания пользователя, при отсутствии обозначенных факторов, могут быть недостаточны, для полноценной оценки полученных результатов, особенно при анализе работы многоэтажных и высотных зданий.

Рассмотрим теперь более подробно влияние диафрагм жесткости, на элементы каркаса расположенные в одной и в параллельных с ней, плоскостях, при действии как вертикальных, так и горизонтальных нагрузок, с учетом продольной деформируемости вертикальных элементов.

Анализ совместной работы диафрагм и рам, расположенных в одной плоскости

Очень часто при проектировании каркасных зданий принимается следующее разделение функций: каркас воспринимает в основном вертикальные нагрузки (собственный вес, вес оборудования, полезная

нагрузка), а диафрагмы – горизонтальные (ветер, сейсмика и т.д.). Однако данное разделение справедливо только при связевом каркасе, т.е. когда отсутствуют рамные соединения ригелей с колоннами. В рамно-связевой системе, при изгибе диафрагмы, как и было, доказано ранее, под действием горизонтальных нагрузок, поперечные сечения диафрагмы поворачиваются в ее плоскости, «поднимая и опуская» примыкающие к ним ригели и перекрытия, передавая тем самым через них нагрузку на соседние колонны (рис. 4.5).

Проведенные выше исследования показывают, что влияние диафрагм на общее НДС элементов расположенных в одной с ней плоскости зависит, прежде всего, от погонной жесткости ригелей, а также степени защемления ригелей в колоннах и в диафрагмах (шарнирное, податливое или жесткое) [82].

Как показали проведенные исследования при действии горизонтальных нагрузок, при жестком соединении ригелей с колоннами влияние диафрагм на колонны и ригели, расположенные в плоскости диафрагмы, при учете совместной работы рам и диафрагм на вертикальные нагрузки, сказывается существеннее, чем на элементы каркаса, расположенные вне ее плоскости. Стоит отметить, что при действии только вертикальных нагрузок колонны, расположенные ближе к диафрагме, отчасти разгружаются за счет восприятия диафрагмой вертикальной нагрузки. Опорные же моменты в ригелях в абсолютном значении при этом значительно изменяются (рис. 4.3 и 4.4), что вызывает также изменение их напряженного состояния. А именно, как было отмечено выше, происходит смена знака изгибающих моментов, вызванное различным смещением опор ригелей вследствие опускания и подъема узлов при изгибе диафрагмы. Таким образом, влияние диафрагм жесткости, при учете их совместной работы с рамами на вертикальные нагрузки, оказывается существенным для элементов расположенных в одной с ней плоскости.

При этом следует отметить, что изменение величины опорных моментов зависит также от степени защемления ригеля в колонне, которая может изменяться при варьировании, например, сечений элементов рам и (или) изменением количества пролетов в раме.

Например, при удалении одного ряда колонн (удалены колонны по осям «А» и «Ж», рис. 4.1) изгибающие моменты в ригелях уменьшились от 3 до 18 %, по сравнению с первоначальной схемой, пролетные моменты, наоборот, увеличились на 5-20%, вследствие уменьшения степени защемления крайних узлов ригелей. Таким образом, проявляются те же эффекты изменения жесткости узлов (изменяется их податливость повороту), которые были получены в главе 3 при исследовании работы здания на этапе возведения.

Следует отметить, что влияние диафрагм на колонны сказывается двояко. При учете работы диафрагмы на вертикальные нагрузки и при воздействии только вертикальных нагрузок продольные усилия в колоннах, близ расположенных к диафрагме, несколько уменьшаются, что связано с восприятием части вертикальной нагрузки системой «диафрагма-колонна». Как показали проведенные исследования, максимальное уменьшение в рассматриваемом примере составило около 10 %, что является существенным для многоэтажных зданий. Однако, как следует из рис.4.4б, в колоннах, особенно верхних ярусов, значительно возрастают изгибающие моменты, при этом увеличение составляет более 70%, по сравнению со схемой, не учитывающей совместную работу диафрагм и рам. Учитывая, что, степень нагружения колонн на верхних этажах меньше, чем на первых, так как колонны первого яруса воспринимают нагрузки от всех вышележащих этажей, можно сделать вывод, что колонны, особенно верхних ярусов, оказываются перегруженными за счет увеличения влияния изгиба, вызванного их совместной работой с диафрагмами жесткости, на их прочность.

При расчете и последующем проектировании здания следует учесть, что при действии горизонтальных нагрузок происходит частичная разгрузка диафрагмы за счет включения в работу рам. Однако при этом происходит увеличение нагрузки на сами на колонны, вызванное опусканием опор ригелей, сопряженных с диафрагмами, вследствие их изгиба. Так, например, в рассматриваемом примере, увеличение продольных усилий в колоннах первого этажа, с стороны сжатых волокон диафрагм, составило около 28%, в первой от

диафрагмы колонне, 18% – во второй и 11% – в третьей, изгибающие моменты увеличились соответственно на 12, 10, 9 процентов, по сравнению со схемой, в которой не учитывается совместная работа диафрагм и рам на вертикальные нагрузки.

Таким образом, учитывая результаты проведенных исследований на горизонтальные и вертикальные нагрузки, можно отметить что влияние диафрагм на колонны, расположенные в одной с диафрагмой плоскости, и носит двоякий характер. А именно, при действии только вертикальных нагрузок происходит частичная разгрузка колонн, при горизонтальном же воздействии колонны, наоборот, частично перегружаются. При этом, стоит отметить, что в обоих случаях происходит увеличение доли изгиба в колоннах, особенно в верхних этажах здания.

Подводя итог сказанному можно сделать вывод, что применение традиционного метода моделирования совместной работы диафрагмы и рам каркаса, когда диафрагмы работают с рамами только на горизонтальные нагрузки, а также не учитывается фактор продольной декоративности вертикальных элементов, не позволяет в полной степени определить НДС каркаса здания. При этом не учитывается различная работа элементов каркаса по высоте здания, особенно колонн и балок верхних ярусов, в которых наблюдается смена знака в изгибающих моментах, и, следовательно, меняется общее их напряженное состояние. Таким образом, определение НДС рамно-связевых каркасов много-этажных зданий при действии как вертикальных, так и горизонтальных нагрузок, следует выполнять с учетом фактора продольной деформативности вертикальных элементов, а так же с учетом возможной работы диафрагм и рам на вертикальные нагрузки.

Анализ влияния диафрагм жесткости на рамы, расположенные вне плоскости диафрагмы

Перегрузка ригелей и увеличение изгибающих моментов в колоннах наблюдается и в рамах, расположенных вне плоскости диафрагмы. При этом, характер и степень влияния диафрагм, на соседние рамы в этом случае зависит,

прежде всего, от жесткости диска перекрытия при его работе из плоскости, а также от величины пролета рам в продольном направлении. Чем перекрытие жестче, тем большее влияние диафрагма оказывает на соседние (ближайшие) рамы. Так, например, в данном случае, увеличение опорных моментов в соседних с диафрагмой рамах составило порядка 30-35% в первой раме, 8-12 % во второй, и около 1,5% в третьей от диафрагмы раме (оси 3,2,1 и 9,10,11 соответственно), по сравнению нормальной работой. Значительно увеличивается изгиб самих перекрытий (рис. 4.6), из плоскости, который при неучете работы диафрагмы на вертикальные нагрузки может привести к потере их прочности, в следствии неадекватного их конструирования.

Следует отметить, что армирование перекрытий при традиционном подходе, когда принимается, что диафрагмы не воспринимают вертикальные воздействия, производится без учета существенной деформации перекрытий, вызванной поворотом горизонтальных сечений диафрагм, соединенных с перекрытиями. При этом в местах пересечения перекрытия с диафрагмой, особенно в ее крайних узлах, происходит значительная концентрация напряжений в перекрытии. Так, только в данном случае, максимальное увеличение нормальных (в сечении перекрытия) напряжений в перекрытии, при учете работы диафрагмы как на вертикальные, так и на горизонтальные нагрузки, составило более чем 3,5 раза ($7,2 \text{ МН/м}^2$ и $2,7 \text{ МН/м}^2$) по сравнению с традиционной схемой.

Учитывая также, значительное изменение величин изгибающих моментов, отмеченное выше, сопровождаемое сменой напряженного состояния ригелей и колонн, армирование участков непосредственно примыкающих к диафрагмам, полученное при принятом подходе к моделированию диафрагм, когда не учитывается их совместная работа с рамами на вертикальные нагрузки, выполняется со значительными неточностями. Это в свою очередь, в последствии может привести к развитию прогрессирующего разрушения всего здания, в следствии неправильного конструирования элементов.

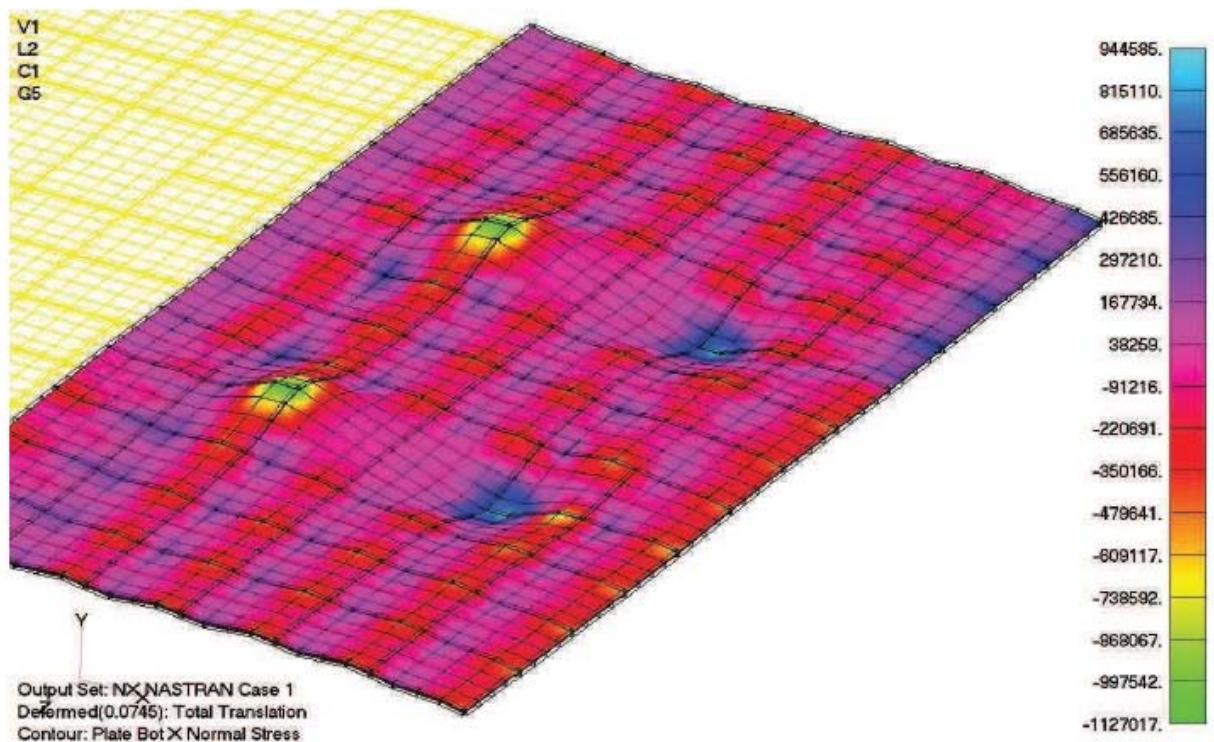


Рис. 4.6 - Влияние изгиба диафрагм жесткости на деформацию перекрытия

Проанализировав приведенные выше данные, можно сделать вывод, что влияние диафрагм жесткости на элементы расположенные вне ее плоскости, менее значительно, чем на элементы расположенные в одной с диафрагмой раме. При этом как уже было отмечено ранее, степень влияния на более отдаленные рамы будет зависеть от изгибной жесткости диска перекрытия, и может отличаться количественно в зависимости от применяемых конструктивных решений перекрытий. Однако характер изменения напряженного состояния элементов, как показали дальнейшие проведенные исследования, с варьированием жесткости диска перекрытий, не меняется

На основании проведенных исследований можно сделать общий вывод, что диафрагмы не только оказывают положительное влияние на каркас здания, как считалось до настоящего времени, но и имеют негативные стороны, которые в основном вытекают из включения их в работу на вертикальные нагрузки в следствии совместной работы с рамами. В результате учета которой, происходит резкое изменение напряженного состояния всех остальных несущих элементов каркаса.

На основании этого было предложено новое конструктивное решение диафрагмы заключающее в себя идею исключения возможности работы диафрагмы в составе здания на вертикальные нагрузки.

Конструктивное решение диафрагмы жесткости воспринимающей только горизонтальные нагрузки

Суть предлагаемого нового конструктивного решения диафрагмы жесткости многоэтажного, в том числе и высотного здания, заключается в исключении возможности ее совместной работы с каркасом здания на вертикальные нагрузки, что достигается конструированием элементов решетки диафрагмы-связи, таким образом, чтобы исключить их работу на вертикальные сжимающие нагрузки.

Предлагается несколько вариантов компоновки связи

1 С использованием гибких элементов (канаты, тросы).

2 С использованием механизмов, благодаря которым исключается возможность появления сжимающих усилий в раскосах диафрагмы.

По первому варианту элементы связи изготавливаются из гибких материалов – тросов или канатов, имеющих малую изгибную жесткость и, следовательно, незначительную устойчивость к сжимающим нагрузкам. В результате чего элементы данной связи не будут работать на сжатие, так как не имеют достаточной жесткости и устойчивости к обеспечению своего положения в равновесии. При этом, при возникновении растягивающих усилий диагональные элементы связи (канаты) будут включаться в работу, увеличивая тем самым изгибную жесткость рамы в целом (рис. 4.7).

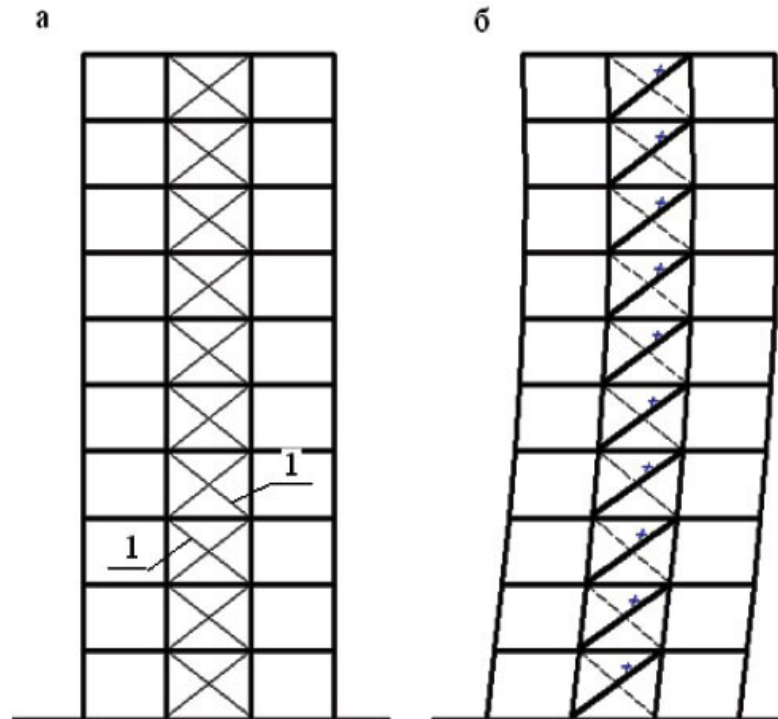


Рис. 4.7 - Компонировочная схема рамно-связевого каркаса (а), (б) – то же деформированная схем, 1 – канаты (тросы и т.д.)

Суть второго варианта связи заключается в том же, однако в качестве элементов решетки диафрагмы можно использовать не гибкие канаты или тросы, а например арматуру, или профильный прокат. При этом конструирование связи производится таким образом, чтобы исключить работу ее элементов на сжатие, а именно путем введения шарниров в систему таким образом, чтобы сжатые раскосы исключались из работы, теряя положение равновесия (рис. 4.8), однако при растяжении работали бы как обычная связь. Для этого в систему необходимо, также как и в канатную связь, вводить натягивающие элементы.

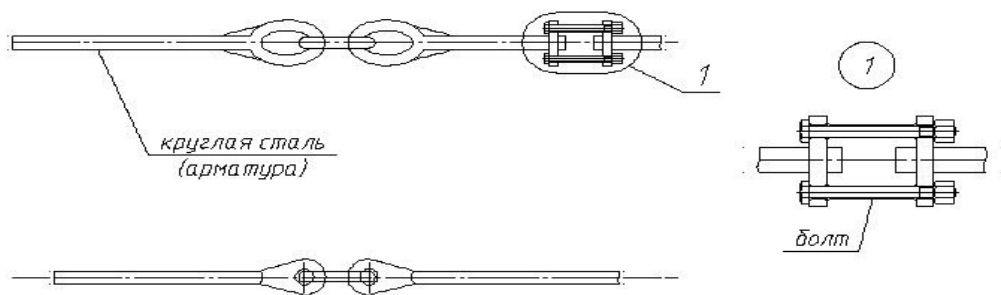


Рис. 4.8 – Конструктивное решение шарнира элемента связи, один из вариантов компоновки

Следует отметить, что применение второго варианта компоновки связи, может быть оправдано только в случае невозможности использования первого варианта или для зданий небольшой этажности (9-12 этажей). Поскольку используемый во втором варианте способ исключения связи из работы, основанный на применении механизмов, более трудоемок и сложен как при изготовлении, так и в процессе монтажа. Кроме того он имеет меньшую долговечность, ввиду истираемости, контактирующих в шарнире, стальных элементов. Для высотных зданий, шарнирный узел второго варианта, таким образом, необходимо проектировать из высокопрочных и износостойких сталей или сплавов, что удорожает общую конструкцию диафрагмы.

Единственное достоинство данного решения заключается в использовании привычных материалов, однако, учитывая более высокую сложность механизмов шарниров связи, первый вариант, для высотных зданий, представляется более эффективным.

При этом стоит отметить, что для более эффективного расхода материала диафрагмы на высоту, количество канатов можно варьировать, например, уменьшая с высотой, тем самым добиваясь оптимальной с высотой жесткости диафрагмы. При этом добиться того же эффекта, с применяемыми в настоящее время сплошными диафрагмами, практически невозможно из-за сложной оптимальной конфигурации диафрагмы (рис. 4.9) и сложностью ее размещения в здании.

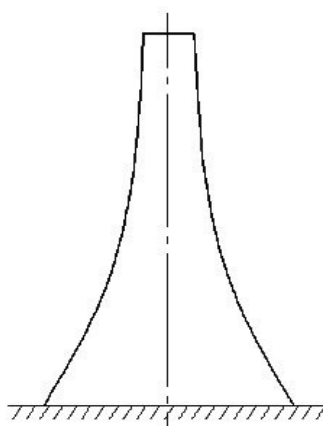


Рис. 4.9 – Схема оптимальной с точки зрения расхода материала и жесткости диафрагмы высотного здания

На основании выше сказанного можно выделить основные достоинства диафрагмы в канатном исполнении. А именно:

1 экономичность, достигаемая использованием высокопрочных канатов;

2 незначительная трудоемкость и простота установки;

3 возможность оптимального конструирования диафрагмы по высоте, достигаемое уменьшением сечений канатов или их количеством в зависимости от нагрузок и от высоты здания, так как известно, что оптимальная конфигурация диафрагмы это та, которая имеет большую жесткость (более развита) у основания здания;

4 из-за исключения возможности восприятия вертикальных сжимающих усилий элементами связи, исчезает негативный эффект "подвисания" смежных с диафрагмой колонн (раздел 4.1), и, как следствие, работа ригелей становится практически независимой от разности осадок колонн и диафрагмы. Хотя эффект полностью не устраняется, так как средние колонны из-за большей грузовой площади дают большую продольную деформацию чем крайние колонны. Однако данный эффект менее значителен чем при традиционной компоновке диафрагмы.

5 простота подбора сечений канатов обеспечиваемой простотой работы связи как обычной раскосной фермы;

6 быстрота устройства связи и ее ремонтпригодность. Низкие финансовые затраты при эксплуатации здания.

Следует так же отметить, что важным звеном в данном случае будет узел анкеровки элемента связи к основному каркасу, однако, его решение будет практически аналогичным применяемым решениям в зданиях с железобетонным каркасом и металлическими решетчатыми связями, так как работа данного узла аналогична типовым узлам.

В заключении следует отметить, что предложенное конструктивное решение диафрагмы жесткости основано на вышеизложенных научных

исследованиях влияния диафрагм жесткости на НДС каркаса здания и является их прикладной реализацией.

ОСНОВНЫЕ ВЫВОДЫ

Подводя итог всему выше описанному в данном разделе главы диссертации можно сделать следующие обобщенные выводы:

- при составлении расчетных схем, необходимо учитывать продольные деформации элементов, накладывая на расчетную схему соответствующие граничные условия, достаточные для определения продольной деформации вертикальных элементов, а также учитывающие их влияние на НДС прочих несущих элементов каркаса. Применяемые при этом методы расчеты должны обеспечивать учет указанного фактора, поскольку его влияние на НДС многоэтажного здания весьма существенно (50 и более процентов);

- при расчете рамно-связевых зданий необходимо учитывать совместную работу диафрагм с колоннами на вертикальные и горизонтальные нагрузки, при условии, что такая работа не исключается специальными конструктивными решениями каркаса здания;

- наибольшее влияние диафрагмы оказывают на ригели и колонны, расположенные в раме в одной с диафрагмой плоскости. Из-за изгиба диафрагмы и возможности ее работы не только на горизонтальные, но и на вертикальные нагрузки, ригели получают дополнительные напряжения, связанные с различным смещением их опор. Дополнительные напряжения при этом могут превосходить в несколько раз напряжения, получаемые посредством традиционных методов, учитывающим работу диафрагмы лишь на горизонтальные нагрузки;

- значительное увеличение изгибающих моментов наблюдается не только в горизонтальных несущих элементах, но и в колоннах, особенно верхних ярусов здания, при этом в нижних этажах происходит некоторая (10-15 процентов) разгрузка колонн, вызванная совместной работой рам и диафрагм жесткости, которая отчасти нивелируется увеличением продольных усилий при действии горизонтальных нагрузок;

- при воздействии горизонтальных нагрузок, эффекты, обозначенные при действии вертикальных нагрузок, усиливаются, поскольку, во-первых, увеличивается разность вертикальных деформаций опорных сечений ригелей, и, во-вторых, появляется дополнительный поворот примыкающих к диафрагме сечений ригелей, вследствие ее изгиба. При этом наибольшие изменения в НДС ригелей и колонн наблюдаются в верхней части здания, поскольку с ростом этажности поворот поперечных сечений диафрагмы усиливается и, следовательно, усиливаются эффект «подъема и опускания» примыкающих к ней горизонтальных элементов, что усиливает их изгиб;

- характер изменения напряжено-деформированного состояния элементов каркаса как при работе на вертикальные и на горизонтальные нагрузки, объясняется двумя причинами. Во-первых, увеличением разности абсолютных деформаций опор ригелей в верхней части здания по сравнению с нижней, что обусловлено нарастанием абсолютной разности продольных деформаций между системой «диафрагма-колонна» и прочими колоннами каркаса. Во-вторых, увеличением поворота поперечных сечений диафрагмы в верхней части здания по сравнению с нижней. Основываясь на вышеизложенном напряженное состояние именно верхних элементов здания изменяется более существенно по сравнению с элементами нижних ярусов;

- применение традиционного метода моделирования совместной работы диафрагмы и рам каркаса, когда диафрагмы работают с рамами только на горизонтальные нагрузки, а также не учитывается их продольная деформативность, не позволяет в полной степени определить НДС каркаса здания, при этом ошибки в количественной оценке могут быть выше 50 процентов;

- негативное влияние диафрагм при их совместной работе с рамами на вертикальные нагрузки, можно исключить использованием гибких связей (канатов, тросов и т.д.). Хотя этим эффект полностью не устраняется, так как средние колонны из-за большей грузовой площади дают большую продольную

деформацию чем крайние колонны, но он менее значителен, чем при традиционной компоновке диафрагмы;

- вариант компоновки диафрагмы предложен в ходе исследования.

4.2 Анализ напряженно-деформированного рамно-связевых зданий при сейсмическом воздействии различной продолжительности

Проблема устойчивости верхних этажей высотных зданий, является достаточно новой и малоизученной особенно в отечественной практике строительства [83]. Связано это, прежде всего, с противоречивыми результатами влияния жесткости каркаса в целом и диафрагм в частности на поведение здания при ветровых и сейсмических нагрузках. Если для улучшения сопротивления ветровому напору и уменьшения амплитуды колебаний верха здания прибегают к увеличению жесткости несущего остова, то при сейсмических нагрузках такие здания не способны поглотить энергию толчков земной коры, ввиду большой сосредоточенности массы в верхней части здания.

Основное отличие в работе на ветровые и сейсмические нагрузки, является способ их воздействия на здание. Известно, что ветровые приложены ко всей поверхности сооружения, сейсмические передаются кинематическим путем, а именно обусловлены смещением основания. Поэтому в значительной степени и отличаются вызываемые ими усилия.

В предыдущем разделе диссертации было комплексно проанализировано влияние диафрагм жесткости на формирование НДС идеализированного рамно-связевого каркаса высотного здания. При этом проведенные исследования были выполнены при статическом действии нагрузок, что является отчасти приемлемым, поскольку многие высотные здания в РФ строятся в регионах с отсутствием сейсмичности. Однако, для полной оценки влияния диафрагм жесткости на элементы каркаса здания, необходимо изучить также поведение рамно-связевого здания при динамическом воздействии кинематического характера, то есть возникающего при смещении основания.

Выбор именно этого воздействия обусловлен тем, что в настоящее время именно оно является менее изученным, ветровые же динамические воздействия в настоящее время уже хорошо исследованы. При этом, очевидно, что учет пульсации ветра изменит лишь количественную составляющую результатов полученных в предыдущей главе, характер же изменения НДС при учете совместной работы диафрагм с рамами останется практически тем же.

На основании сказанного, в данном разделе диссертации исследуется влияние диафрагм жесткости на НДС элементов каркаса при сейсмическом воздействии. При этом исследование также проводится с целью установления влияния продолжительности воздействия на характер изменения НДС рамно-связевого каркаса. Такой выбор обусловлен существующей вероятностью возникновения микроземлетрясений в результате провалов земной поверхности в городах, ввиду насыщенности их подземными коммуникациями. В результате таких провалов могут возникать значительные сейсмические эффекты, отличающиеся от природных землетрясений кратковременным характером воздействия.

При этом, как будет показано далее, увеличение жесткости здания, необходимой для обеспечения требуемой деформативности от горизонтальных ветровых нагрузок, путем внедрения диафрагм, может вызывать значительные перемещения на верхних этажах, усиливая эффекты, обозначенные в разделе 4.1 диссертации. Следует отметить, что с уменьшением поперечной жесткости несущей системы наблюдается обратная картина – при более гибком скелете заметно ухудшаются комфортные условия на верхних этажах, испытывающих значительные колебания, при этом в целом повышается сейсмостойкость зданий [84,85].

Для устранения указанных противоречий в особо высоких зданиях (300м и более) на верхних этажах устраивают маятниковые демпферы. В частности, такой демпфер установлен в башне Taipei101 (г. Тайбэй, Тайвань). Он имеет вес около 6600 кН, подвешен с помощью тросов, между на 87 и 91 этажами и предназначен для гашения инерционных колебаний. В обычных условиях

эксплуатации демпфер обеспечивает отклонение верха здания в пределах до 10 см, а при воздействиях катастрофического характера (тайфуны, землетрясения и т.п.) сам раскачивается с амплитудой до 150 см в противофазе основным колебаниям здания, гарантируя тем самым колебания здания в безопасных, с точки зрения прочности, пределах. Следует отметить, что использование именно такого решения, для придания необходимой устойчивости зданию, было продиктовано стремлением инженеров снизить жесткость, чтобы уменьшить влияние сейсмических нагрузок. Позже эффективность предложенного решения была подтверждена землетрясением в Тайбэе, 31 марта 2002 г., в результате которого никакого вреда указанному зданию причинено не было [44,49,155].

Однако стоит отметить, что применение маятниковых демпферов, в высотных зданиях, наиболее эффективно и целесообразно при их высотности более 400 м. Учитывая это, а также произведенный во второй главе диссертации выбор для исследования зданий высотой около 200м, как наиболее массовых, в исследовании будем рассматривать традиционную систему, без использования специальных гасителей колебаний.

Перед проведением основных исследований влияния диафрагм жесткости, проведем исследование необходимости учета собственных и собственных сопутствующих колебаний здания, а также определим основные особенности влияния диафрагм на НДС прочих элементов каркаса, при динамическом воздействии.

Анализ влияния собственных и собственных сопутствующих колебаний на характер деформирования зданий при сейсмическом воздействии

В настоящее время расчет зданий, в том числе многоэтажных и высотных на динамические, а именно сейсмические нагрузки, ведется без учета собственных колебаний, ввиду предположения об их незначительности по причине быстрого затухания. Однако, как будет показано далее, применение данного допущения при расчетах высотных зданий, приводит к существенным погрешностям в расчётах на начальном этапе воздействия.

Для упрощения расчетов и выявления принципиальных особенностей поведения высотного здания, нагрузка в исследовании принята гармонического косинусоидального и синусоидального характера. Как будет показано далее, данный выбор является полностью оправданным, поскольку позволяет определить основные факторы, влияющие на формирование НДС здания.

Анализ производится двумя способами.

1 По упрощенной динамической модели здания, которая представляет собой набор осцилляторов с n -степенями свободы с такими параметрами, при которых колебания подобранного осциллятора, будут аналогичными колебаниям здания по его отдельным формам, полученным из решения пространственной конечно-элементной модели. Принятое допущение является целесообразным, поскольку значительно снижает время выполнения расчета и анализа полученных данных, без заметного снижения его точности. Формы и частоты колебаний здания, необходимые для определения параметров осциллятора, в данном случае масса, приняты из расчета пространственной модели здания, выполненного в программе MSC.Nastran.

2 Непосредственный расчет пространственной конечно-элементной модели всего здания в программе MSC.Nastran.

Колебания осциллятора с n -степенями свободы

Вывод уравнений колебания упрощенной динамической модели в виде осциллятора с конечным числом степеней свободы, удобнее произвести, используя понятие полной энергии системы и уравнение Лагранжа второго рода, которое для системы совершающей сложное движение, представляющее собой результат сложения свободных и вынужденных колебаний можно записать в следующем виде [86]:

$$\frac{d}{dt} \frac{\partial K}{\partial \dot{q}_i} - \frac{\partial K}{\partial q_i} = - \frac{\partial \Pi}{\partial q_i} - \frac{\partial \Phi}{\partial q_i} + Q_{qi}(t), \quad (4.2.1)$$

где K – кинетическая энергия материальной системы;

Π – потенциальная энергия материальной системы;
 Φ – диссипативная функция (функция Релея), характеризующая рассеяние энергии;
 $Q_{q_i}(t)$ – обобщенные возмущающие силы, действующие на координате;
 q_i – обобщенная координата (перемещение) описывающая положение выбранной расчетной i -й точки (i – номер координаты, $i=1,2,3, \dots m$);
 m – число степеней свободы.

Величины кинетической и потенциальной энергии, а также диссипативной функции имеют следующий вид:

$$K = \frac{1}{2} \sum \dot{q}_i \vec{T} \cdot M \cdot \dot{q}_i, \Pi = \frac{1}{2} \sum q_i \vec{T} \cdot R \cdot \vec{q}_i, \Phi = (\gamma / \omega_0) (\partial \Pi / \partial t), \quad (4.2.2)$$

где $[M]$ – матрица инерционных параметров пространственной системы;

$[R]$ – матрица жесткости

\dot{q}_i – скорость смещения по координате;

γ – интегральный коэффициент неупругого сопротивления;

ω_0 – круговая частота вынужденных колебаний.

Следует отметить, что интегральный коэффициент неупругого сопротивления, для различных форм колебаний будет различным, поскольку суммарная потенциальная энергия при различных формах колебаний распределяется различным образом между упругими элементами.

Как известно, колебания, вызываемые перемещением основания, можно рассматривать, как вынужденные колебания системы с неподвижным основанием под действием нагрузки приложенной в точках сосредоточения масс. Следовательно, возмущающие силы, действующие в этих точках, можно записать в виде:

$$Q_v = -M_k^j \ddot{v}_0(t) \text{ и } Q_\phi = -Q_k^j \ddot{\phi}_0(t), \quad (4.2.3)$$

где j и k – соответственно номер узла расчетной схемы и номер этажа;

M_k^j и Q_k^j – соответственно масса и момент инерции j -го узла k -го этажа расчетной схемы;

$\ddot{v}_0(t)$ и $\ddot{\phi}_0(t)$ – функции, описывающие движения основания при землетрясении.

Учитывая (3.2.2) и что $\frac{\partial K}{\partial q} = 0$ (кинетическая энергия не зависит от координат) запишем уравнение (4.2.1) в следующем виде:

$$\frac{d}{dt} \frac{\partial T}{\partial \dot{q}_i} + \left(1 + \frac{\gamma}{\omega_0} \frac{d}{dt} \right) \frac{\partial \Pi}{\partial q_i} = Q_{qi}(t), \quad (4.2.4)$$

Подставив (4.2.1) и (4.2.2) в (4.2.4) и взяв соответствующие производные, получим систему уравнений динамического равновесия системы с конечным числом степеней свободы, которую в матричной форме можно представить в следующем виде [87]:

$$[M]\{\ddot{Z}(t)\} + \left(1 + \frac{\gamma}{\omega_0} \frac{d}{dt} \right) [R]\{\ddot{Z}(t)\} = \{Q(t)\}, \quad (4.2.5)$$

где $\{Q(t)\}$ – матрица обобщенных возмущающих сил;

$\{Z(t)\}$ – вектор перемещений пространственной системы;

$\{\ddot{Z}(t)\}$ – вектор ускорений.

Матрицы инерционных параметров, жесткостей, и перемещений имеют следующий вид:

$$\left\| \begin{array}{cccccc} M^1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & M^2 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \ddots & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & M^j & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \ddots & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & M^p \end{array} \right\|, \quad Z = \left\| \begin{array}{c} V^1 \\ V^2 \\ \vdots \\ V^j \\ \vdots \\ V^p \end{array} \right\|, \quad V^j = \left\| \begin{array}{c} V_1 \\ V_2 \\ \vdots \\ V_k \\ \vdots \\ V_n \end{array} \right\|, \quad V_k = \left\| \begin{array}{c} v_k^j \\ \varphi_k^j \end{array} \right\|$$

$$R_j = \left\| \begin{array}{ccccc} R_{11}^{jj} & R_{12}^{jj} & R_{13}^{jj} & \dots & R_{1n}^{jj} \\ R_{21}^{jj} & R_{22}^{jj} & R_{23}^{jj} & \dots & R_{2n}^{jj} \\ R_{31}^{jj} & R_{32}^{jj} & R_{33}^{jj} & \dots & R_{3n}^{jj} \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ R_{n1}^{jj} & R_{n2}^{jj} & R_{n3}^{jj} & \dots & R_{nn}^{jj} \end{array} \right\|, \quad (j = 1 \div \rho)$$

$$R_{iv}^{jj} = \left\| \begin{array}{cc} r_{V_i V_v}^{jj} & 0 \\ 0 & 0 \end{array} \right\|, \quad \text{при } (i = 1 \div n), v = (i + 2) \div (n - 1),$$

$$R_{j,j+1} = \left\| \begin{array}{ccccc} R_{11}^{j,j+1} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & R_{22}^{j,j+1} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & R_{33}^{j,j+1} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \ddots & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & R_{nn}^{j,j+1} \end{array} \right\|,$$

$$R_{j,j-1} = \left\| \begin{array}{ccccc} R_{11}^{j,j-1} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & R_{22}^{j,j-1} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & R_{33}^{j,j-1} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \ddots & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & R_{nn}^{j,j-1} \end{array} \right\|, \quad R_{ii}^{jj} = \left\| \begin{array}{cc} r_{V_i V_i}^{j,j+1} & r_{V_i \varphi_v}^{j,j+1} \\ r_{\varphi_i V_i}^{j,j-1} & r_{\varphi_i \varphi_i}^{j,j+1} \end{array} \right\|,$$

$$R_{i,i+1}^{jj} = \left\| \begin{array}{cc} r_{V_i V_{i+1}}^{jj} & 0 \\ 0 & r_{\varphi_i \varphi_i}^{j,j+1} \end{array} \right\|, \quad R_{ii}^{jj-1} = \left\| \begin{array}{cc} r_{V_i V_i}^{j,j-1} & r_{V_i \varphi_v}^{j,j-1} \\ r_{\varphi_i V_i}^{j,j-1} & r_{\varphi_i \varphi_i}^{j,j-1} \end{array} \right\|,$$

$$R_{ii}^{jj+1} = \left\| \begin{array}{cc} r_{V_i V_i}^{j,j+1} & r_{V_i \varphi_v}^{j,j+1} \\ r_{\varphi_i V_i}^{j,j-1} & r_{\varphi_i \varphi_i}^{j,j+1} \end{array} \right\|$$

$$M^j = \left\| \begin{array}{ccccc} M_1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & M_2 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & M_3 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \ddots & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & M_n \end{array} \right\|, \quad M_k = \left\| \begin{array}{cc} M_k^j & 0 \\ 0 & \theta_k^j \end{array} \right\|$$

Подставляя вышеуказанные матрицы в виде рядов, запишем систему (4.2.5), в следующем виде:

$$M_k^j \ddot{v}_k^j + \left(1 + \frac{\gamma}{\omega_0} \frac{d}{dt}\right) \left[\sum_{i=1}^n r_{v_k v_i}^{jj} v_i^j + \sum_v r_{v_k v_k}^{jv} v_k^v + \sum_v r_{v_k \varphi_k}^{jv} \varphi_k^v \right] = -M_k^j \ddot{v}_o, \quad (4.2.6)$$

$$\theta_k^j \ddot{\varphi}_k^j + \left(1 + \frac{\gamma}{\omega_0} \frac{d}{dt}\right) \left[\sum_{i=1}^n r_{\varphi_k v_i}^{jj} v_i^j + \sum_v r_{\varphi_k \varphi_k}^{jv} v_k^v + \sum_e r_{\varphi_k \varphi_e}^{je} \varphi_e^v \right] = -\theta_k^j \ddot{\varphi}_o, \quad (4.2.7)$$

где M_k^j, θ_k^j – масса и момент инерции массы, расчетной точки системы;

v_k^j, φ_k^j – смещения и поворот рассматриваемой расчетной точки системы.

Разворачивая систему уравнений (4.2.6; 4.2.7), следует иметь ввиду следующие границы для индексов e и v :

при $k=1,$	$e=1, 2;$	при $j=1,$	$v=1, 2;$
$1 < k < n,$	$e=k-1, k, k+1;$	$1 < j < p,$	$v=j-1, j, j+1;$
$k=n,$	$e=k-1, k$	$j=p,$	$v=j-1, j$

В уравнениях (4.2.6; 4.2.7) величины r являются коэффициентами жесткости пространственной системы. Данную систему уравнений можно трактовать как систему дифференциальных уравнений вынужденных пространственных колебаний многоэтажного здания, в виде осциллятора с конечным числом степеней свободы и с учетом затухания колебаний.

Решение уравнений (4.2.6) и (4.2.7) в общем виде, особенно с учетом разделения на составляющие колебаний (собственные, собственные сопутствующие, вынужденные) достаточно затруднено ввиду громоздкости вычислений. Поэтому данные уравнения зачастую решаются без учета собственной составляющей колебаний, ввиду существующего предположения об их незначительности ввиду быстрой скорости их затухания. Однако далее будет показано, что введение данного предположения существенно искажает результаты особенно на начальном этапе действия нагрузки. При этом для

достижения ответа на вопрос – какие из вышеупомянутых составляющих колебаний необходимо учитывать, а также ввиду сложностей рассмотрения в общем виде, влияния каждой из указанных составляющих в колебательный процесс, рассмотрим на системе с одной и двумя степенями свободы. При этом будет использован вышеописанный подход в получении уравнений колебания.

Такой подход является оправданным в данном случае, поскольку позволяет в довольно простой и компактной форме представить вклад каждой из указанных составляющих колебаний в общее деформированное состояние. При этом для подтверждения достоверности результатов проведем анализ КЭМ всего здания в программе MSC.Nastran. В общем виде колебания осциллятора с двумя степенями свободы описываются следующей системой уравнений:

$$\begin{cases} M_1 \ddot{V}_1(t) + r_{11}V_1(t) + r_{12}V_2(t) = q_1(t) \\ M_2 \ddot{V}_2(t) + r_{21}V_1(t) + r_{22}V_2(t) = q_2(t) \end{cases} \quad (4.2.8)$$

где m_i – масса осциллятора;

r_{ij} – коэффициенты жесткости осциллятора;

V_i – смещения масс осциллятора;

q_i – внешняя нагрузка;

t – время.

С учетом затухания собственных колебаний, систему уравнений (4.2.8) запишем в следующем виде

$$\begin{cases} M_1 \ddot{V}_1(t) + \left(1 + \frac{\gamma}{\omega_0} \frac{d}{dt}\right) [r_{11}V_1(t) + r_{12}V_2(t)] = q_1(t) \\ M_2 \ddot{V}_2(t) + \left(1 + \frac{\gamma}{\omega_0} \frac{d}{dt}\right) [r_{21}V_1(t) + r_{22}V_2(t)] = q_2(t) \end{cases} \quad (4.2.9)$$

где γ – характеристика демпфирования;

ω_0 – круговая частота внешнего воздействия.

Решение системы (4.2.9), с учетом собственных колебаний, согласно [103], имеет следующий вид

$$V_1(t) = e^{-\varepsilon_1 t} A_1^{(1)} \sin(\omega_1 t + \beta_1) + e^{-\varepsilon_2 t} A_1^{(2)} \sin(\omega_2 t + \beta_2) + \sum_{i=1}^2 f_i(t) V_1^i, \quad (4.2.10)$$

$$V_2(t) = \mu_1 e^{-\varepsilon_1 t} A_1^{(1)} \sin(\omega_1 t + \beta_1) + \mu_2 e^{-\varepsilon_2 t} A_1^{(2)} \sin(\omega_2 t + \beta_2) \sum_{i=1}^2 f_i(t) V_1^i, \quad (4.2.11)$$

где ω_i – частота собственных колебаний, соответствующая i -й форме.

$$\varepsilon = \delta\omega/2\pi, \quad \omega^2 = C/M;$$

δ – логарифмический декремент затухания.

Произвольные постоянные $A_1^{(1)}, A_1^{(2)}, \beta_1, \beta_2$, функция $f_i(t)$ и коэффициенты μ_1, μ_2 определяются согласно методике, описанной в [106].

Для осциллятора с одной степенью свободы уравнение колебаний можно записать в следующем виде

$$m \frac{d^2}{dt^2} y + \left(1 + \frac{\gamma}{\omega_0} \frac{d}{dt}\right) Cy(t) = q(t), \quad (4.2.12)$$

где C – коэффициент жесткости осциллятора;

y – смещение осциллятора;

q – нагрузка.

Решение уравнений (4.2.12) при нагрузке вида $q(t) = P \cos \omega_0 t$ с учетом затухания колебаний, согласно [93], имеет следующий вид:

$$y(t) = e^{-\varepsilon t} \left[\left[\left(y_0 \cdot \cos(\omega_1 t) + \frac{\varepsilon y_0 + v_0}{\omega_1} \cdot \sin(\omega_1 t) \right) \right] + R \left[\cos \varphi \cdot \cos(\omega_1 t) + \varepsilon \cdot \cos \varphi \omega_1 t + R \cos \omega_0 t - \varphi \right], \quad (4.2.13)$$

$$\text{где } \omega_1 = \sqrt{\omega^2 - \varepsilon^2}; \varphi = \frac{\text{arctg} 2\varepsilon\omega_0}{(\omega^2 - \omega_0^2)}; R = \frac{P}{\left(M\sqrt{(\omega^2 - \omega_0^2)^2 + 4\varepsilon^2\omega_0^2}\right)}.$$

При нагрузке вида $q(t) = P \sin \omega_0 t$ члены $\cos \varphi$ и $\sin \varphi$ меняются местами. Для дальнейших исследований отметим, что первое слагаемое в уравнение (4.2.13) представляет собой собственные, второе собственные сопутствующие и третье вынужденные колебания.

Исходные данные:

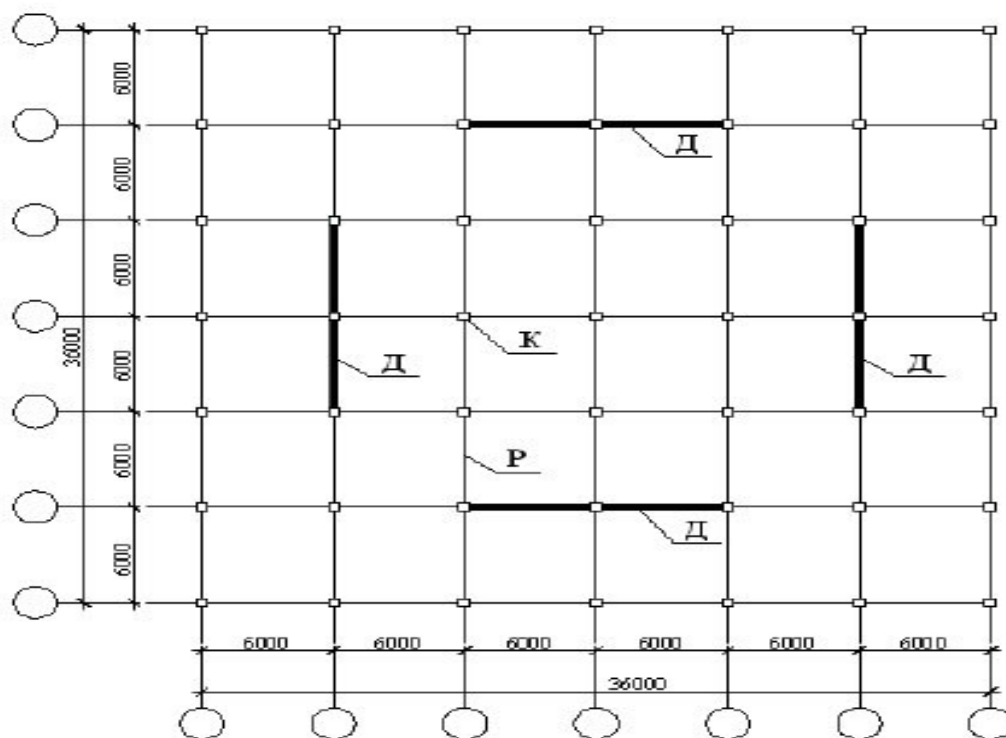


Рис. 4.10 – План типового этажа Д – железобетонные диафрагмы жесткости; Р – железобетонные ригели; К – колонны

Для анализа были приняты два варианта зданий рамно-связевой конструктивной схемы: 1-й вариант – 20-ти этажное здание; 2-й вариант – 40-а этажное здание. План типового этажа зданий показан на рис. 4.10.

Материал несущих конструкций зданий материал несущих конструкций принят согласно разделу 2.4. Определение частот собственных колебаний

принятых вариантов зданий производилось с помощью программы MSC.Nastran, результаты расчета представлены в таблице 4.1.

Таблица 4.1 - Частоты и периоды колебаний зданий

Круговая частота, рад/с		Период колебаний, с	
1-й вариант	2-й вариант	1-й вариант	2-й вариант
3,25	1,23	1,933	5,11
13,38	4,70	0,47	1,337
26,39	10,44	0,238	0,602
30,29	15,39	0,207	0,409

Как было сказано выше, в качестве динамической модели используется набор осцилляторов. Основная идея, заложенная в данной модели – подобрать характеристики осциллятора (масса при заданной жесткости), при которых его частота колебаний была бы аналогичной частоте колебания здания по i -й форме. На рис. 4.11 представлены схемы первой и второй моделей.

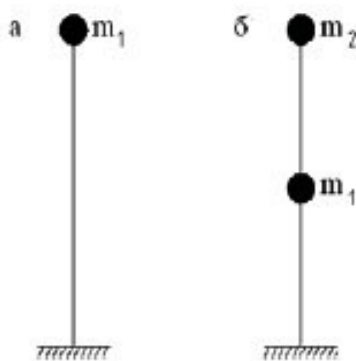


Рис. 4.11 - Схема модели: а – первая модель; б – вторая модель

Для уменьшения варьируемых параметров в первой модели, посредством которых указанный эффект совпадения можно было бы получить (размеры сечения, высота, материал), следующие параметры были приняты в качестве неизменных – размеры поперечного сечения (10x10мм), материал древесина с модулем деформации $E=10$ МПа, высота осциллятора варьировалась в

зависимости от массы. Для второй модели (двухмассовый осциллятор) условно принят осциллятор в виде стержня высотой 2м выполненный из бетона В20 с модулем деформации $E=27000\text{МПа}$, с размерами сечения 150x150 мм.

Далее, используя для каждой рассматриваемой формы колебаний формулу колебаний осциллятора, определялась масса осциллятора для первой модели (с одной степенью свободы)

$$\omega = \sqrt{\frac{1}{\delta_1 m}} \rightarrow m = \frac{1}{\omega^2 \delta_1}, \quad (4.2.14)$$

где δ_1 – смещение осциллятора от единичной силы, определяемое по [29]

m – масса осциллятора.

Результаты подбора осциллятора для первой динамической модели представлены в таблице 4.2.

Таблица 4.2 - Первая модель (одномассовый осциллятор)

№ формы	Круговая частота, рад/с		Масса, кг	
	1-й вариант	2-й вариант	1-й вариант	2-й вариант
1	3,25	1,23	0,44	1,12
2	13,38	4,70	0,41	0,215
3	26,39	10,44	0,105	0,198
4	30,29	15,39	0,188	0,091

Для определения масс осциллятора воспользуемся известными уравнениями [88].

$$\begin{aligned} (\delta_{11} m_1 - \lambda_1) V_{11} + \delta_{12} m_2 V_{12} &= 0, \\ \delta_{21} m_1 V_{21} + (\delta_{22} m_2 - \lambda_2) V_{22} &= 0, \end{aligned}$$

где λ_i – величины, определяемые по формуле;

δ_{ij} – смещения массы m_i от единичной силы;

V_{ij} – амплитуды i -й массы при j -й форме собственных колебаний.

Неизвестные значения амплитуд V_{ij} примем из расчета, произведенного в программе MSC.Nastran (таблица 4.3).

Решение уравнения, с учетом известных значений амплитуд, имеет следующий вид

$$m_1 = -\frac{(\delta_{22}m_2 - \lambda_2)}{\delta_{21}V_{21}}, m_2 = \frac{V_{11}(\delta_{11}\lambda_2V_2 - \lambda_1\delta_{21}V_{21})}{\delta_{11}\delta_{22}V_{11}V_{22} - \delta_{21}^2V_{12}V_{21}} \quad (4.2.15)$$

Результаты определения масс, приведены в таблице 4.3.

Таблица 4.3 - Вторая модель (двухмассовый осциллятор)

Вариант здания	Частота, рад/с		Амплитуда		Масса, т	
	1-я	2-я	V_{12}	V_{21}	M_1	M_2
1	3,25	13,38	2,1	-1,05	1,165	0,406
2	1,23	4,7	2,3	-1,1	7,126	2,64

Определение характера колебаний

На основании полученных данных для первой и второй динамической модели, был произведен анализ характера колебаний путем решения уравнений (4.2.10), (4.2.11) и (4.2.14). Решение данных уравнения производились автоматизировано в программе MathCAD V14.0a.

В данном расчете в качестве частоты внешнего воздействия принята частота, равная $\omega_0=18$ рад/с, что соответствует землетрясению с периодом колебаний $T=0,35$ с. Балльность землетрясения была принята равной 9. Анализировались частоты, близкие к частоте внешнего воздействия (отличие не более чем в 1,5 раза), и более отдаленные от нее (отличие частот более чем в 1,5 раза). Результаты расчёта представлены на рисунке 4.12- 4.15.

В результате расчета и анализа графиков колебаний принятых динамических моделей осциллятора было выявлено следующее. При приближений частоты нагружения к частоте собственных колебаний, вклад собственных частоты нагружения к частоте собственных колебаний (в абсолютном значении), особенно в начальные моменты действия нагрузки, в общий колебательный процесс постепенно возрастает.

При этом данный эффект сохраняется и после увеличения частоты вынужденных колебаний сверх резонансной частоты, что следует из рис. 4.12 и рис.и 4.15. Стоит отметить, что при частотах, значительно меньших, чем частоты внешнего воздействия, собственные колебания существенно влияют на общую картину колебаний, являясь по существу доминирующими. Это особенно отчетливо видно на рис. 4.13 и 4.14, при этом вынужденные колебания, имеющие более высокую частоту, влияют на общую картину двояко – на некоторых участках увеличивают колебания, на других наоборот уменьшают. Однако в общей величине преобладают собственные колебания, а вынужденные играют незначительную роль, возбуждая лишь дрожание, рябь общей кривой колебания (рис. 4.14). При этом может показаться, что данные результаты неверны, поскольку колебания происходят за счет только собственных (рис. 4.14), при этом не происходит их затухание, однако такое впечатление неверно, поскольку если рассмотреть более продолжительный участок (рис. 4.14*), что собственные колебания постепенно затухают и роль вынужденных становится основной. Поэтому учет собственных колебаний у зданий, имеющих низкие частоты первых форм колебаний, особенно актуален, поскольку они вносят существенную поправку в колебания всего здания. При этом следует отметить тот факт, что собственные сопутствующие колебания, так же как и вынужденные (рис. 4.14), при значительном отличии частоты собственных от вынужденных колебаний в меньшую сторону (в 10 и более раз), влияют незначительно.

На основании проведенного анализа, можно сделать вывод о более высокой устойчивости к сейсмическим нагрузкам высотных зданий (при учете

всех составляющих колебаний), являющихся в большинстве случаев более гибкими, по сравнению со зданиями малой этажности, а, следовательно, и низкочастотными. В соответствии с рис. 4.14, видно, что характер колебаний более равномерен, не проявляются толчки, наблюдаемые на рис. 4.14. Однако, стоит отметить, что в расчетах особо ответственных зданий, необходимо учитывать возможные низкочастотные колебания основания, например от удаленных очагов землетрясений, которые могут вызвать резонанс здания [89], и привести к его повреждению.

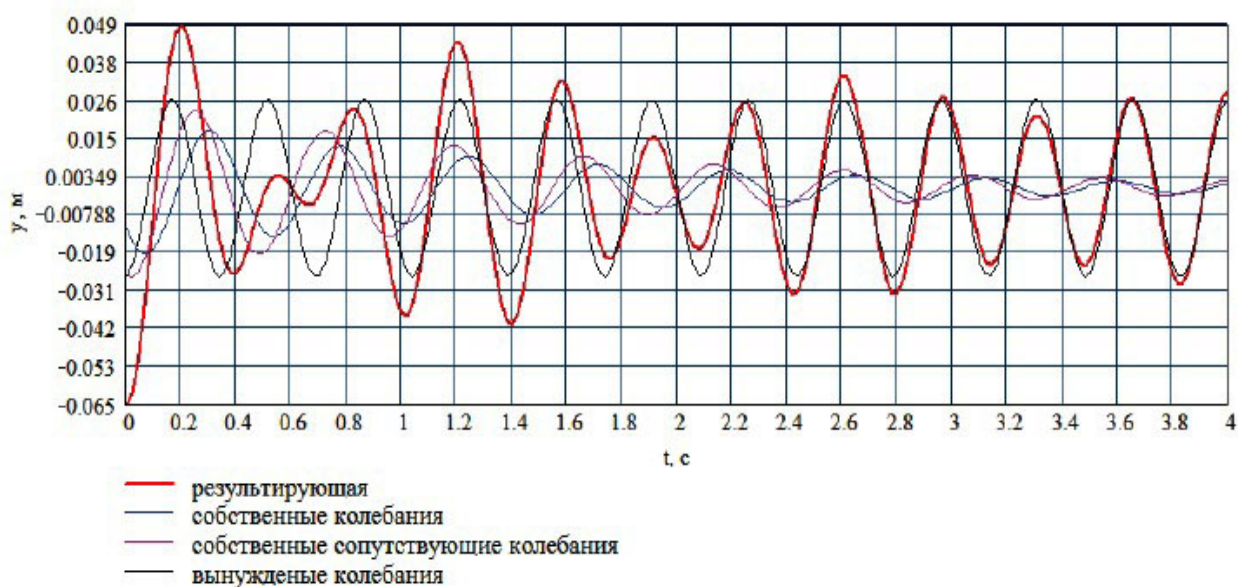


Рис. 4.12 – График смещение осциллятора y (м) от времени t . 1-й вариант здания, частота собственных колебаний 13,38 рад/с

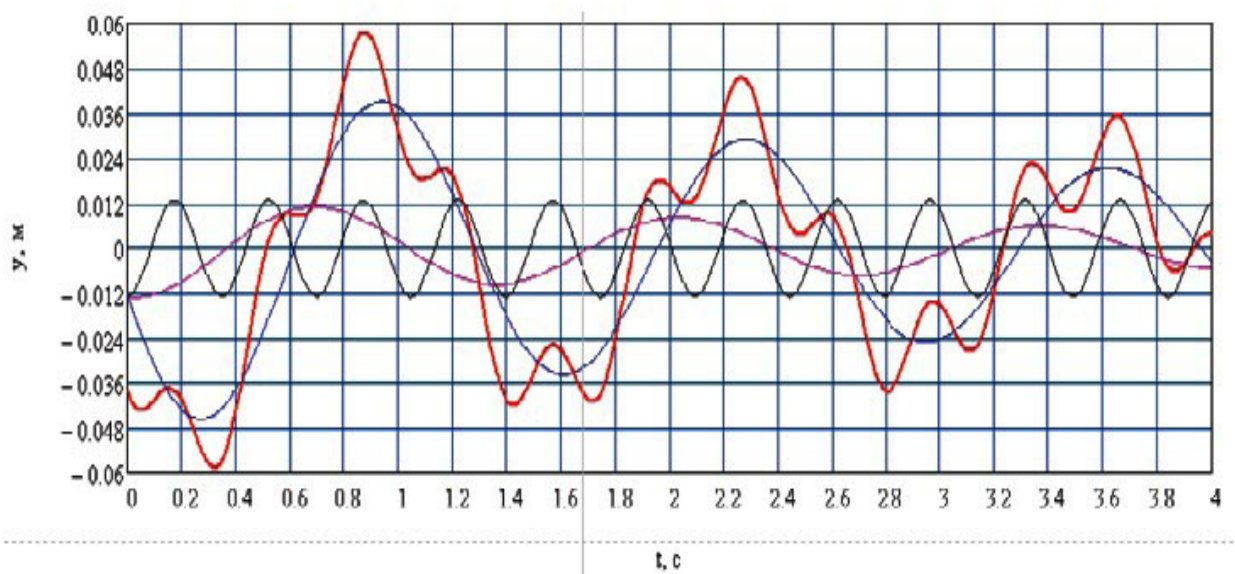


Рис. 4.13 – График смещение осциллятора y (м) от времени t . 2-й вариант здания, частота собственных колебаний 4,7 рад/с

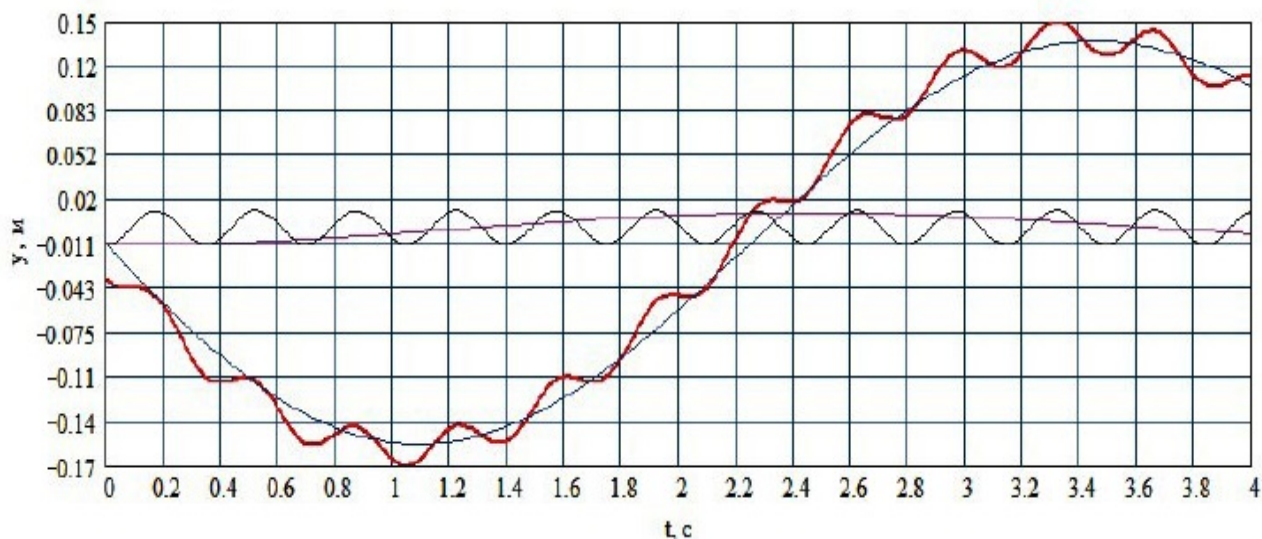


Рис. 4.14 – График смещение осциллятора y (м) от времени t . 2-й вариант здания, частота собственных колебаний 1,23 рад/с

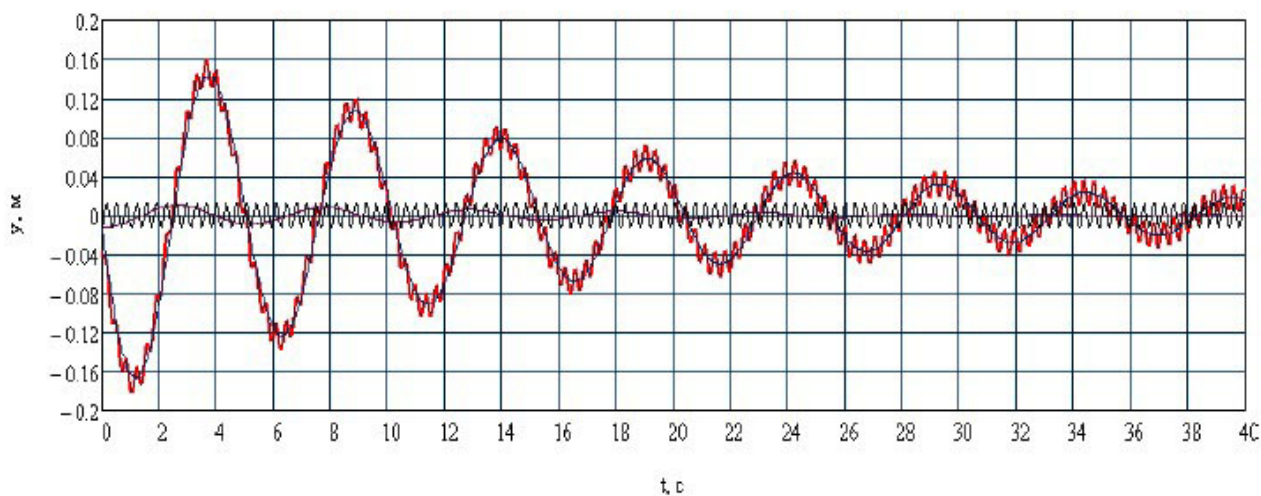


Рис. 4.14* – График смещение осциллятора y (м) от времени t . 2-й вариант здания, частота собственных колебаний 1,23 рад/с

При более высоких частотах вынужденных колебаний (сверх резонансной частоты) эффект затухания собственных и собственных сопутствующих колебаний сказывается сильнее, поэтому для данных зданий наиболее опасным является именно начальный момент действия нагрузки (рис. 4.15), первый толчок. При этом на рис. 4.15 отчетливо видно, что как собственные, так и

вынужденные колебания вносят практически одинаковый вклад в общую раскачку здания. Следовательно, пренебрежение собственными колебаниями при проектировании зданий имеющих частоты, первых форм собственных колебаний выше частоты внешней нагрузки, существенно скажется на прочности и устойчивости всего здания, особенно в начальный момент действия внешнего воздействия.

Как было отмечено ранее, землетрясение может нести в себе сейсмические волны различной частоты, а, следовательно, актуальным становится вопрос учета высших форм колебания здания, которые по своей величине становятся близкими к основной частоте землетрясения, и, следовательно, может возникнуть эффект начального удара, наблюдаемый на рис. 4.15.

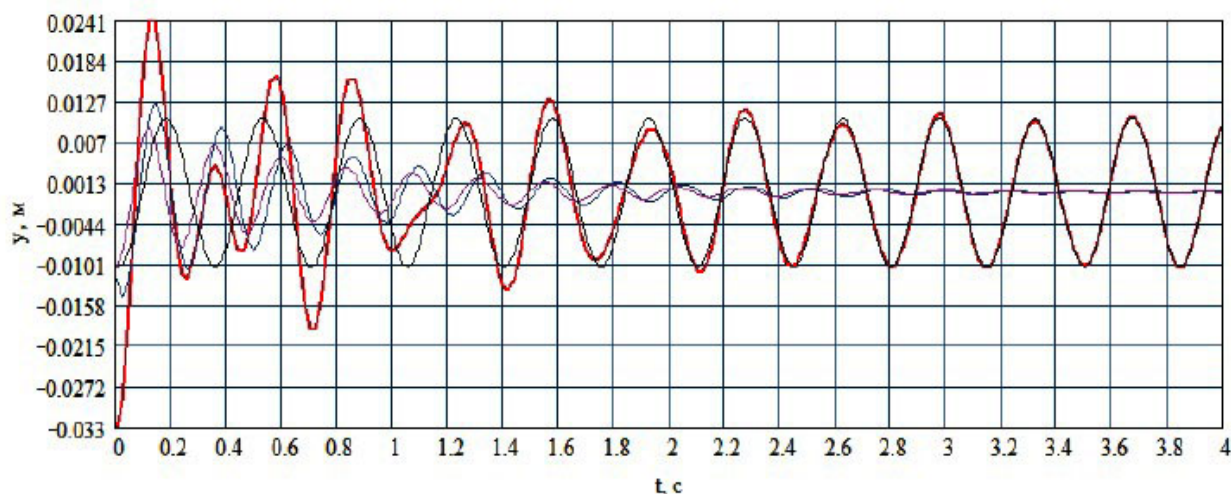


Рис. 4.15 – График смещение осциллятора y (м) от времени t . 1-й вариант здания, частота собственных колебаний 26,39 рад/с

Следует отметить, что при частоте собственных колебаний, близкой к частоте внешнего воздействия, т.е. при наступлении резонанса, влияние собственных на общую раскачку здания падает, в то время как влияние собственных сопутствующих колебаний значительно возрастает (рис. 4.16). При этом они гасят вынужденные колебания. Однако, данное, казалось бы, положительное свойство, является мнимым, из-за их быстрого затухания, поэтому наиболее опасным для зданий имеющих частоту собственных

колебаний близкую к частоте внешнего воздействия, является резонанс, что отчетливо видно на рис.4.16, на котором наблюдается значительное увеличение колебаний по мере затухания собственных и собственных сопутствующих.

Однако, проанализировав характер колебаний изображенных на графиках рис. 4.14 и 4.16, можно заметить, что суммарная величина отклонения на рис. 4.14 немного превосходит величину полученной при резонансе, таким образом эффект резонанса в данном случае не дает максимальные смещения. Следует отметить, что график на рис. 4.13 получен при частоте первой формы собственных колебаний значительно меньшей частоты внешнего воздействия, а именно соответствует величине колебаний высотного (40-а) этажного здания. На основании выше-сказанного, можно сделать вывод, что при расчете зданий, являющихся низкочастотными (высокопериодными), необходимо учитывать не только резонанс, что делается в настоящее время, но и раскачку здания при не резонансных частотах, так как это может привести к значительным неточностям в определении величины сейсмической нагрузки.

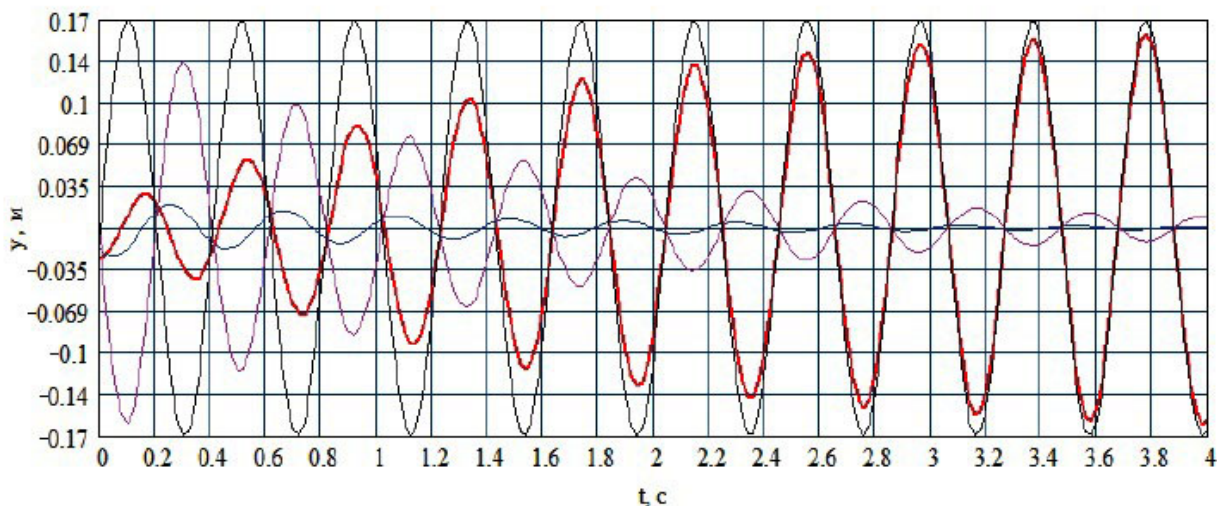


Рис. 4.16* – График смещение осциллятора (м) у от времени t. 2-й вариант здания, частота собственных колебаний 15,39 рад/с, частота вынужденных колебаний 15,39 рад/с

Дальнейшие исследования показали, что двухмассовый осциллятор при резонансе ведет себя аналогичным образом, как по первой, так и по второй

формам собственных колебаний. При частоте внешнего воздействия, значительно отличающейся от частоты собственных колебаний, последние вызывают увеличение общей раскачки здания, так как колебания происходят либо в фазе с вынужденными, либо лишь с незначительным сдвигом.

Однако, изучение колебаний двухмассового осциллятора, позволило обнаружить, что элементы нижних этажей высотных зданий, при частотах, близких к частоте землетрясения, получают более значительные деформации, что отчётливо видно на рис. 4.17 и 4.18, когда первая масса (расположенная в середине осциллятора) получает сопоставимые с верх-ней массой смещения (красный цвет на рис. 4.17). При этом колебания происходят в противофазе, тем самым, усиливается изгиб и напряженное состояние всего здания.

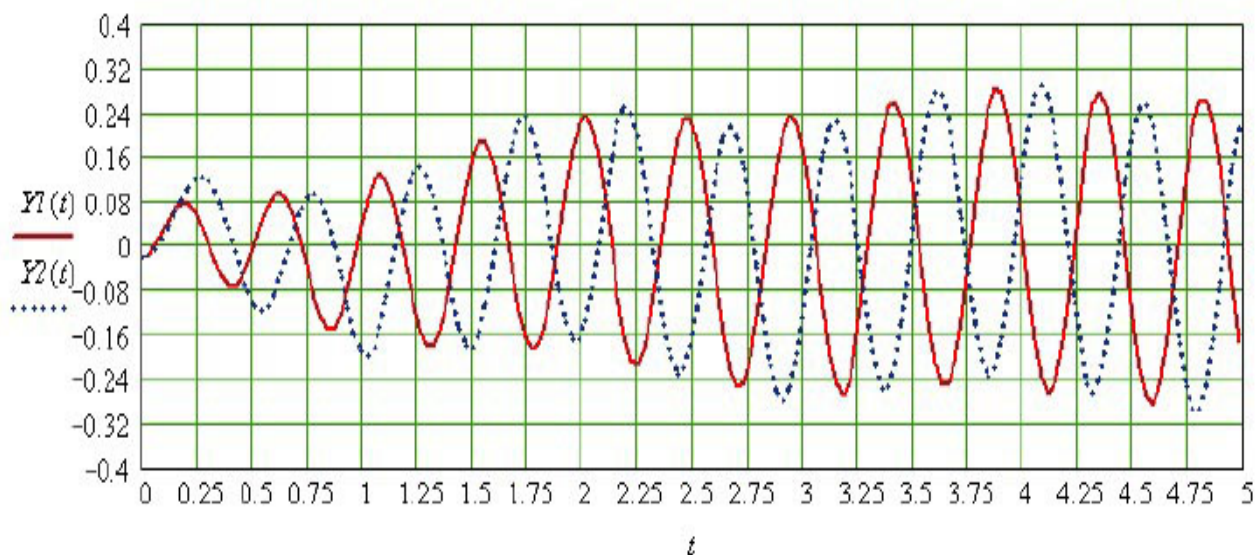


Рис. 4.17 – Графики зависимости смещения масс (м) осциллятора $Y_1(t)$ и $Y_2(t)$ во времени, 1-й вариант здания, первая частота собственных колебаний 3,25 рад/с, вторая 13,38 рад/с; частота вынужденных колебаний 13,4 рад/с

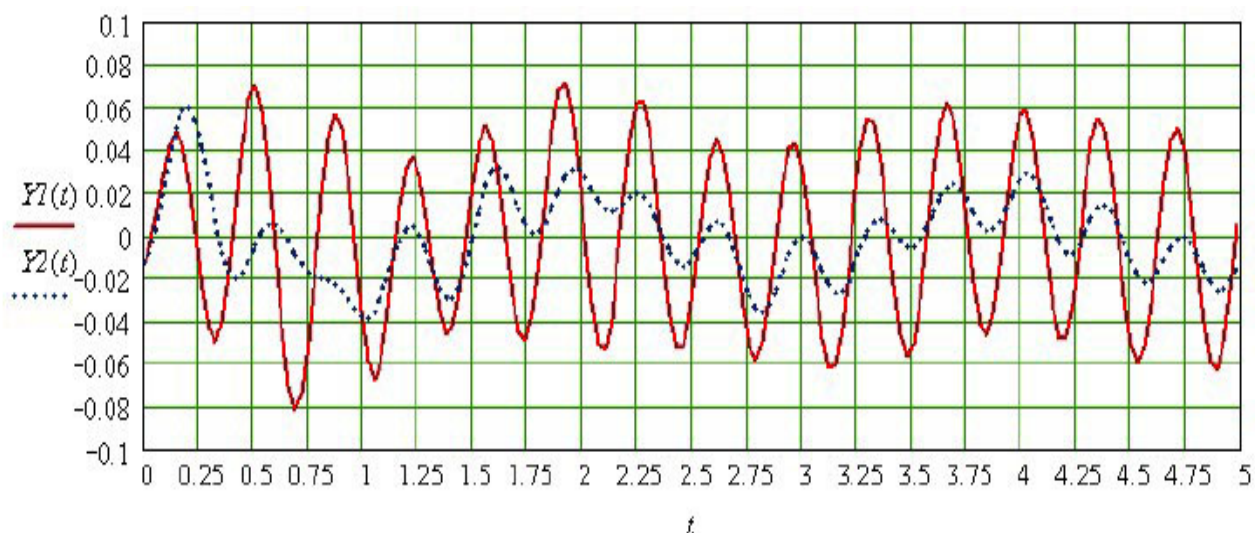


Рис. 4.18 – Графики зависимости смещения (м) масс осциллятора $Y_1(t)$ и $Y_2(t)$ во времени, 1-й вариант здания, первая частота собственных колебаний 3,25 рад/с, вторая 13,38 рад/с; частота вынужденных колебаний 18 рад/с

Достоверность вывода о перегруженности нижних этажей позже была подтверждена непосредственным расчетом здания как пространственной КЭ модели. А именно, на рис. 4.19. отчетливо видно, что наибольшие напряжения возникают в нижней половине здания (более яркие изополя напряжений), также и деформация здания более высокая в нижней части. Что свидетельствует об эффекте приближения к резонансу по более высокой форме собственных колебаний (в данном случае по второй).

Принимая во внимание и без того сильную загруженность элементов первых этажей высотных зданий статическими, особенно вертикальными нагрузками, это может стать причиной их разрушения и, как следствие, причиной прогрессирующего обрушению всего здания.

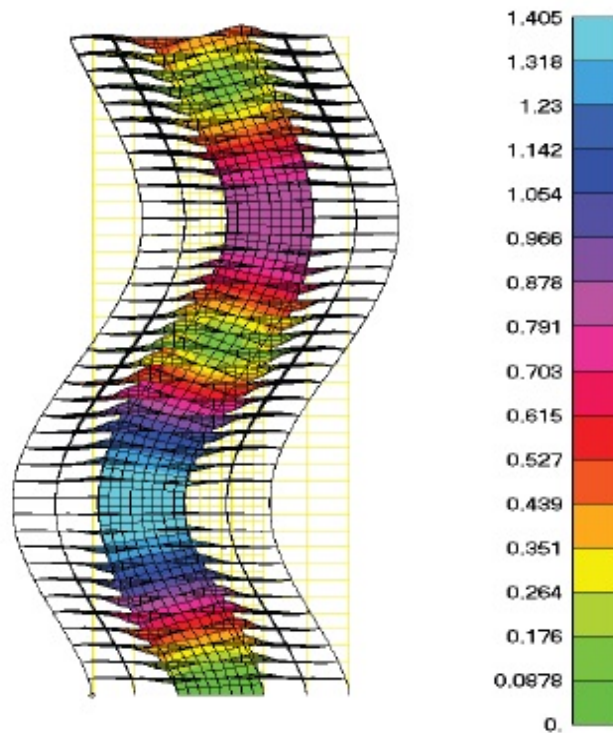


Рис. 4.19 – Смещения здания, от внешней динамической нагрузки

Следует отметить, что при частоте внешнего воздействия, приближенной к частоте первой формы колебания или даже меньшей, данный эффект не наблюдается (рис. 4.20, 4.21), при этом колебания масс происходят в одной фазе, по первой форме собственных колебаний, тем самым отсутствует изгиб, наблюдаемый на рис. 4.17 и 4.18.

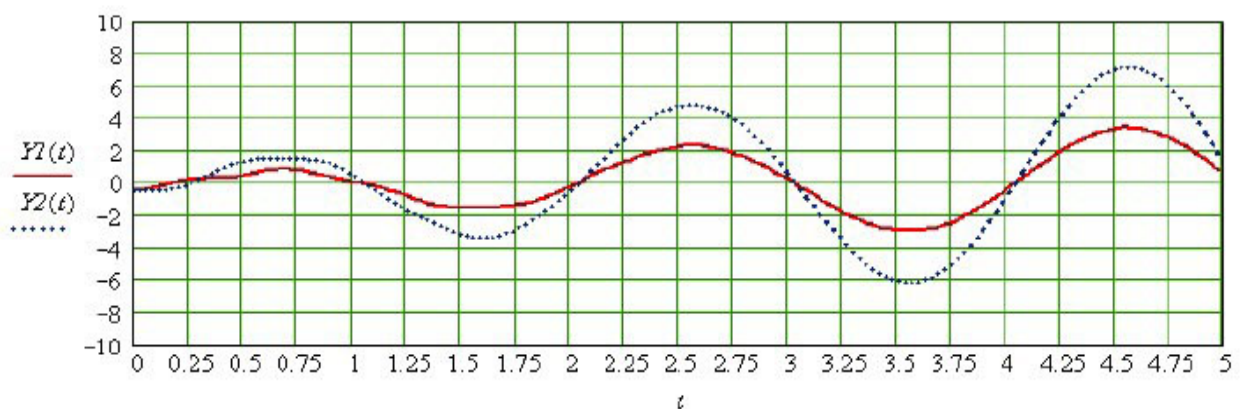


Рис. 4.20 – Графики зависимости смещения масс осциллятора $Y_1(t)$ и $Y_2(t)$ (см) во времени, 1-й вариант здания, первая частота собственных колебаний первая 3.25 рад/с, вторая 13,38 рад/с; частота вынужденных колебаний 3 рад/с

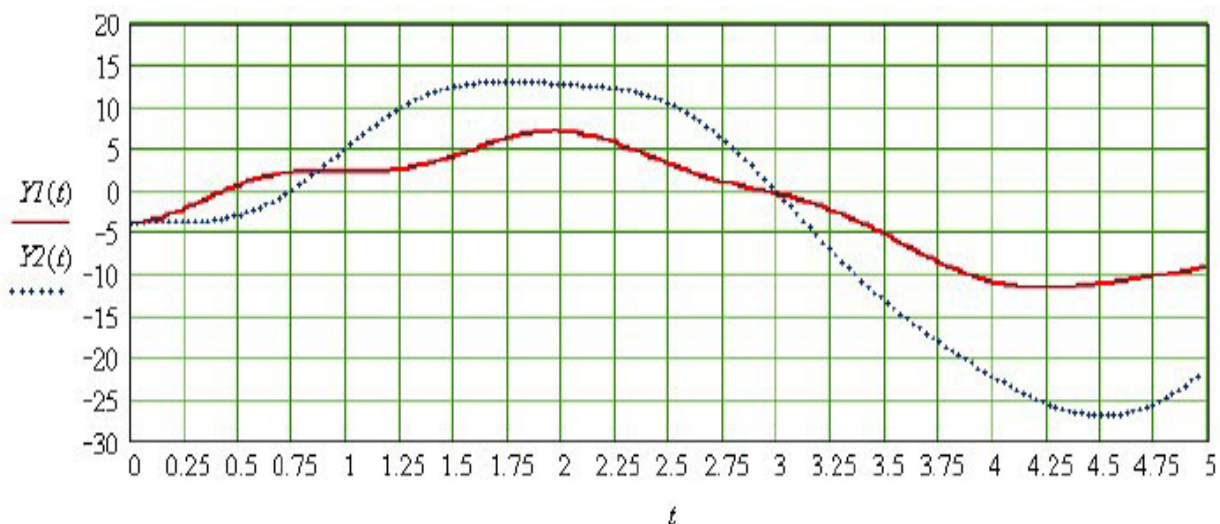


Рис. 4.21 – Графики зависимости смещения масс осциллятора $Y_1(t)$ и $Y_2(t)$ (см) во времени 2-й вариант здания, первая частота собственных колебаний первая 1,23 рад/с, вторая 4,7 рад/с; частота вынужденных колебаний 1 рад/с

Стоит отметить, что в ходе исследований пространственной КЭМ здания, было установлено, что особое внимание, следует уделять диафрагмам жесткости. А именно местам стыка элементов диафрагм с горизонтальными несущими элементами (ригелями и (или) плитами перекрытия), так как в стесненных условиях могут происходить значительные концентрации напряжений, сопровождающиеся выходом из плоскости горизонтальных элементов, примыкающих к диафрагме (рис. 4.22). В свою очередь может привести к перенапряжению и возможному последующему разрушению данных элементов, в случае не учета дополнительных напряжений при конструировании и, как следствие, может стать причиной прогрессирующего разрушения всего здания.

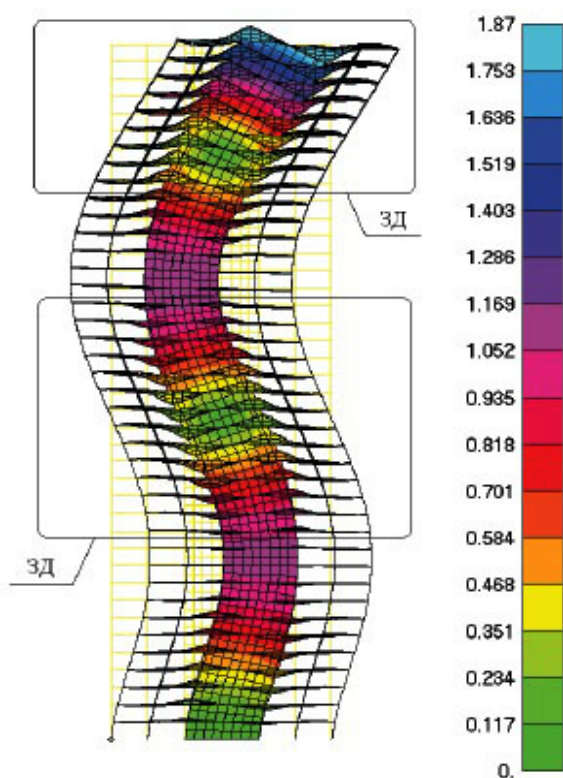


Рис. 4.22 – Депланация перекрытий примыкающих к диафрагме, ЗД – зона выраженной депланации перекрытий

Таким образом, результаты раздела 4.1 диссертации, а именно сделанные выводы о значительной роли диафрагм жесткости в формировании НДС каркаса здания подтвердились и при сейсмическом воздействии.

Подводя итог сказанному, можно констатировать, что отказ от учета собственных колебаний при расчетах высотных зданий на динамические воздействия может привести к существенному занижению расчётной динамической нагрузки, особенно в начальные моменты действия (первые 30-60 сек). Как было установлено в результате исследований, в некоторых случаях, величины деформаций превосходят значения, получаемые при резонансе.

Кроме того, на основании проведенных исследований, можно сделать вывод, что высотные здания обладают более высокой живучестью, чем малоэтажные, благодаря своей гибкости, так как характер их колебаний является плавным. При этом следует отметить, что аналогичные выводы

наблюдаются и в конструктивных решениях высотных зданий, применяемых иностранными строительными компаниями при строительстве небоскребов (высота более 350-400 м). Например, при проектировании здания Тайпэй 101 (г. Тайбэй, Тайвань), инженерами ставилась задача, понизить его жесткость, таким образом, чтобы при землетрясении не возникали значительные перегрузки не-сущих элементов, которые, как известно, сосредотачиваются в местах наибольшей жесткости [90]. Таким образом, более высокая гибкость высотных зданий отчасти являются их преимуществом по сравнению с малоэтажными аналогами [91,92]. Однако, особое внимание при этом следует местам стыка вертикальных диафрагм жесткости с горизонтальными несущими элементами перекрытий. Немаловажное значение имеет также учет высших форм колебаний, которые по своей частоте близки к основной частоте сейсмической волны при землетрясении, таким образом также, как и в зданиях малой этажности может наблюдаться эффект удара в начальный момент времени.

На основании вышесказанного можно отметить, что диафрагмы вносят существенные изменения в работу зданий. Рассмотрим теперь более подробно поставленный ранее вопрос влияния диафрагм жесткости в зависимости от продолжительности динамического воздействия, кинематического характера. В расчетах также будем использовать гармонические функции, оправданность которых и подтвердим этими исследованиями.

Анализ напряженно-деформированного состояния высотного здания при динамическом воздействии различной продолжительности

Основной трудностью при рассмотрении вопроса напряженно-деформированного состояния высотного здания, при землетрясении, является не только правильное описание характера распространения сейсмической волны непосредственно в грунте, но и процесса ее распределения в здании. При этом немаловажный аспект приобретает время действия внешнего воздействия как такового. Следует отметить, что в данном аспекте, указанная проблема ранее практически не рассматривалась.

Для наглядности рассмотрим 40-а этажное здание. Все физические и механические характеристики материалов конструкций оставим аналогичными указанными ранее. В качестве характера внешнего воздействия принята синусоида с периодом колебаний $T=0,4$ с. Балльность землетрясения была принята равной 9. Для анализа рассмотрим два случая действия нагрузки – «продолжительный», с временем действия сейсмической нагрузки 4 секунды (рисунок 4.23) и «кратковременный», с временным интервалом 0,42 секунды (рисунок 4.24). Характер распределения нагрузки, примем синусоидальный. Шаг по времени для расчета принят 0,02сек.

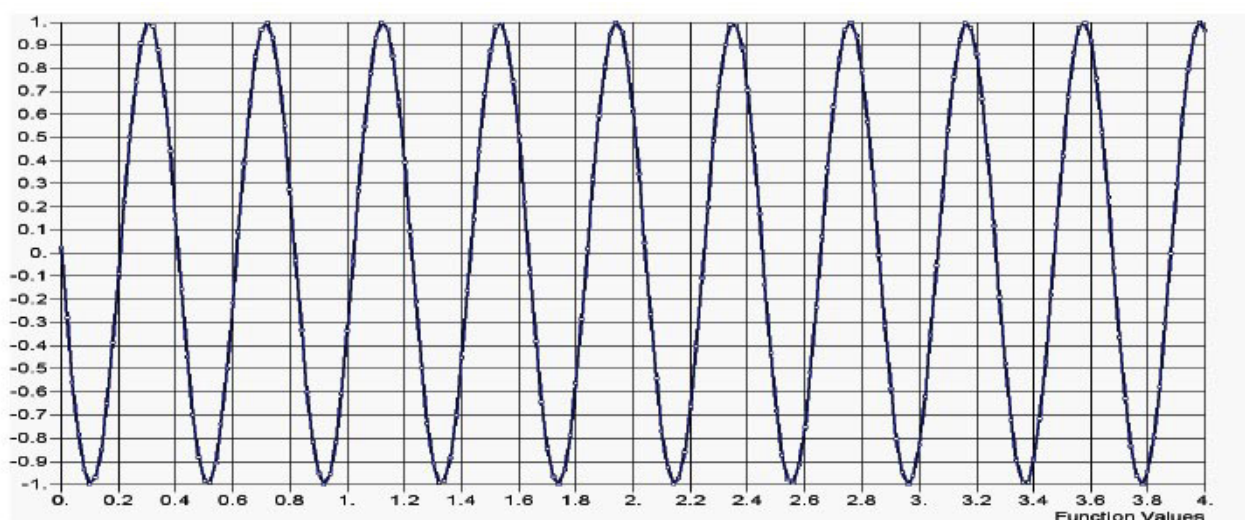


Рис. 4.23 – График распределения нагрузки во времени, 1-й случай

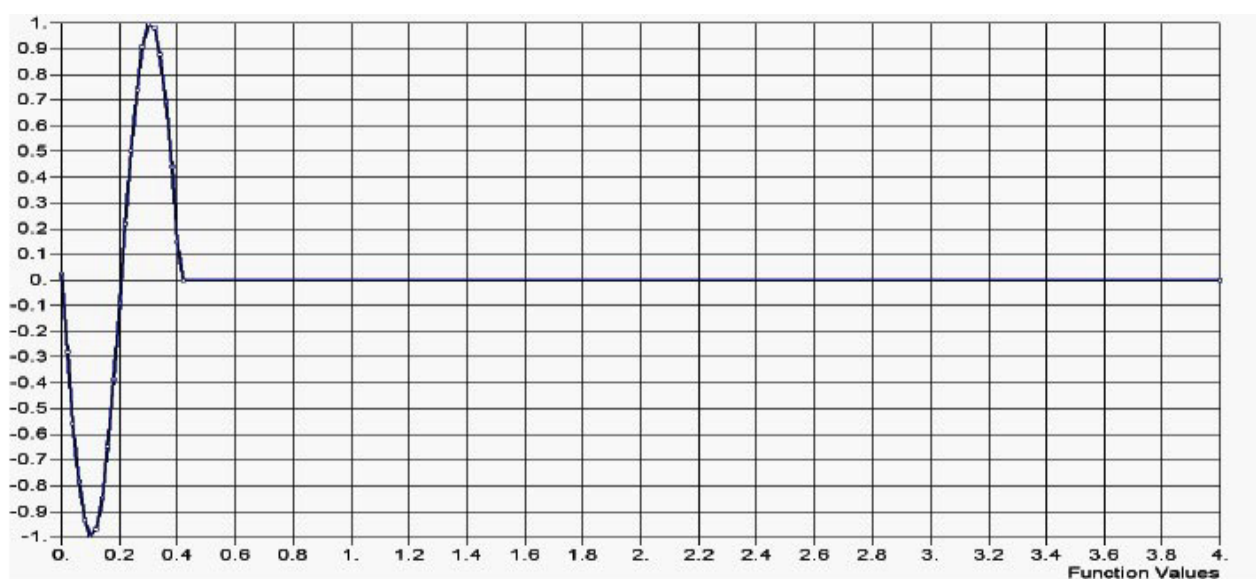


Рис. 4.24 – График распределения нагрузки во времени, 2-й случай

В результате анализа модели были получены следующие результаты. При непродолжительном действии нагрузки («кратковременный» характер) максимальные деформации, наблюдаемые в верхних этажах рассматриваемого здания, почти в 1,5 раза превышают аналогичные напряжения при длительном действии нагрузки, что отчетливо видно на рис. 4.25 и 4.27, а также на графиках, изображенных на рис. 4.26 и 4.28.

Подобное, увеличение деформаций здания при кратковременном действии внешней нагрузки, объясняется отсутствием затухания волны вследствие ее наложения, а также разницей началом колебаний нижних этажей, по сравнению с верхними и, следовательно, их противофазным действием друг на друга. А именно при непродолжительном действии нагрузки, распространяясь в здании с некоторым запаздыванием относительно внешнего воздействия, не испытывает ее интерферентного воздействия, так как колебательный процесс внешней нагрузки уже закончился (рис. 4.24).

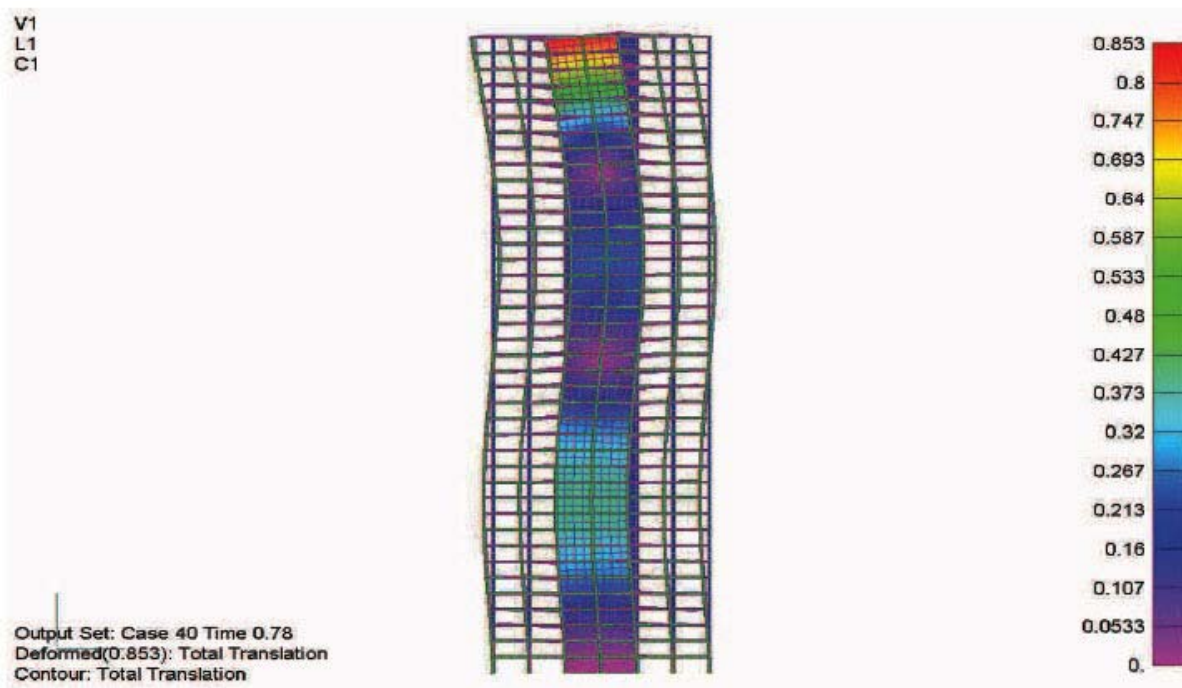


Рис. 4.25 – Суммарные деформации здания по первому случаю действия динамической нагрузки. (макс. смещение в момент времени 0,78 сек – 0.853 м)

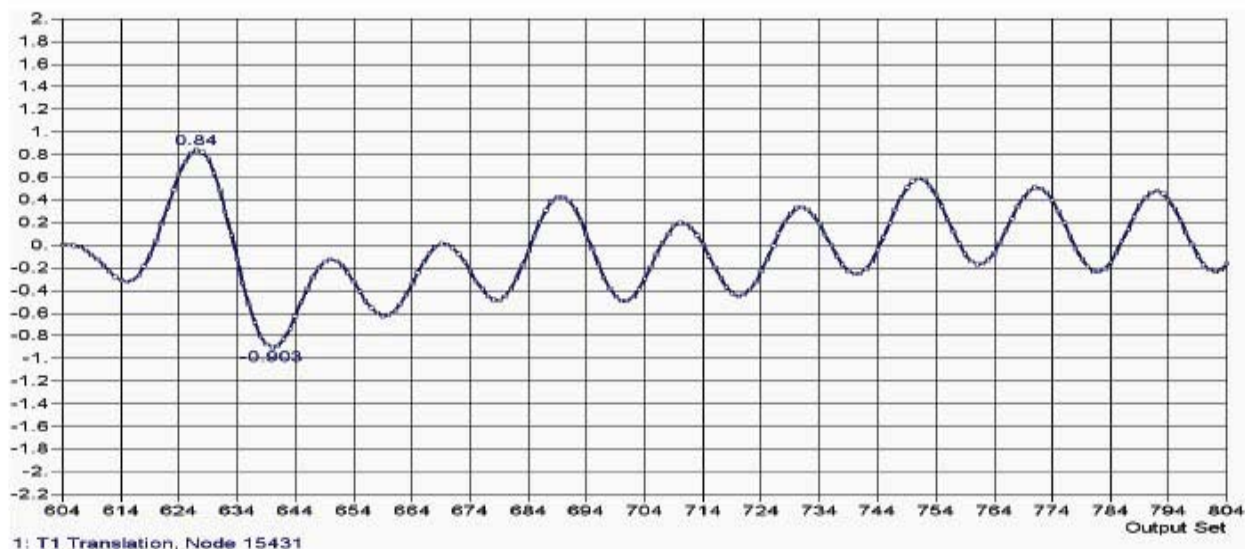


Рис. 4.26 – График смещения верхнего центрального узла в зависимости от времени (макс. смещение 0,903 м). 1-й случай, м

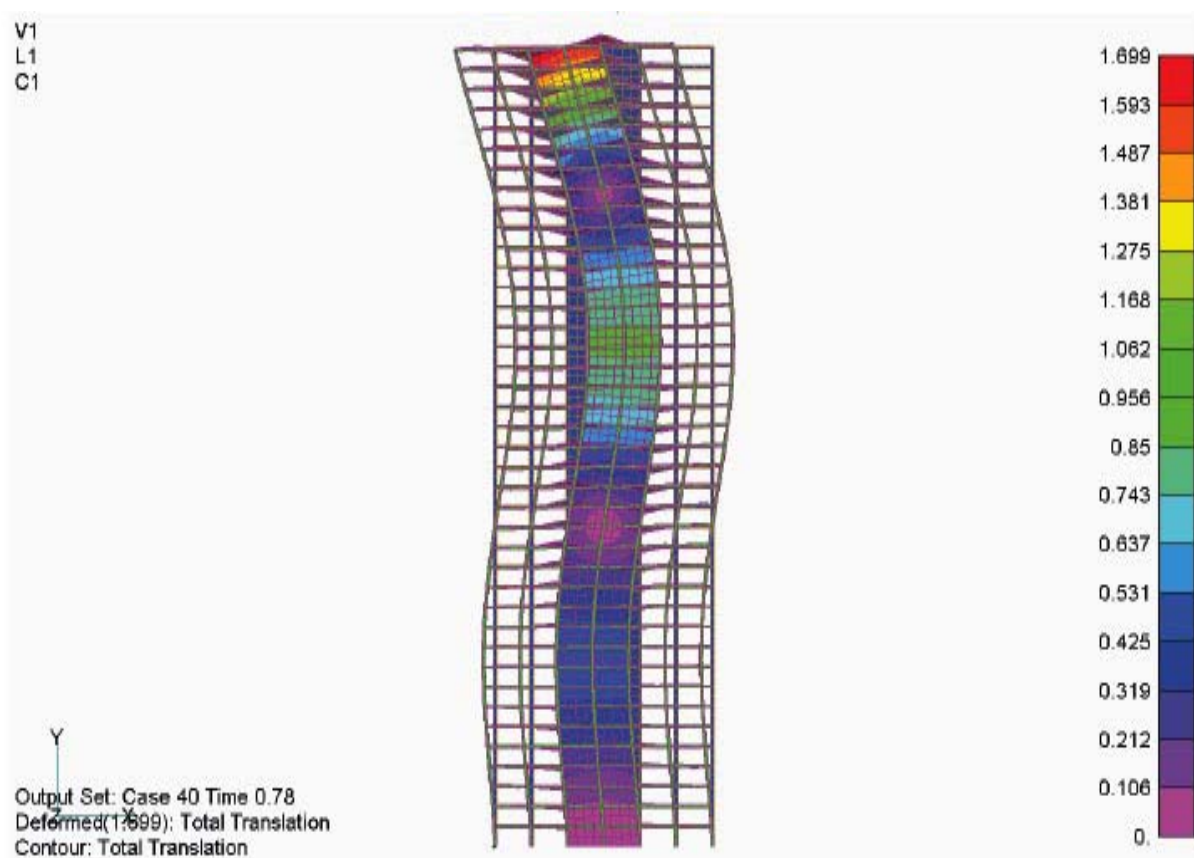


Рис. 4.27 – Суммарные деформации здания по второму случаю действия динамической нагрузки. (макс. смещение в момент времени 0,78 сек – 1,699м)

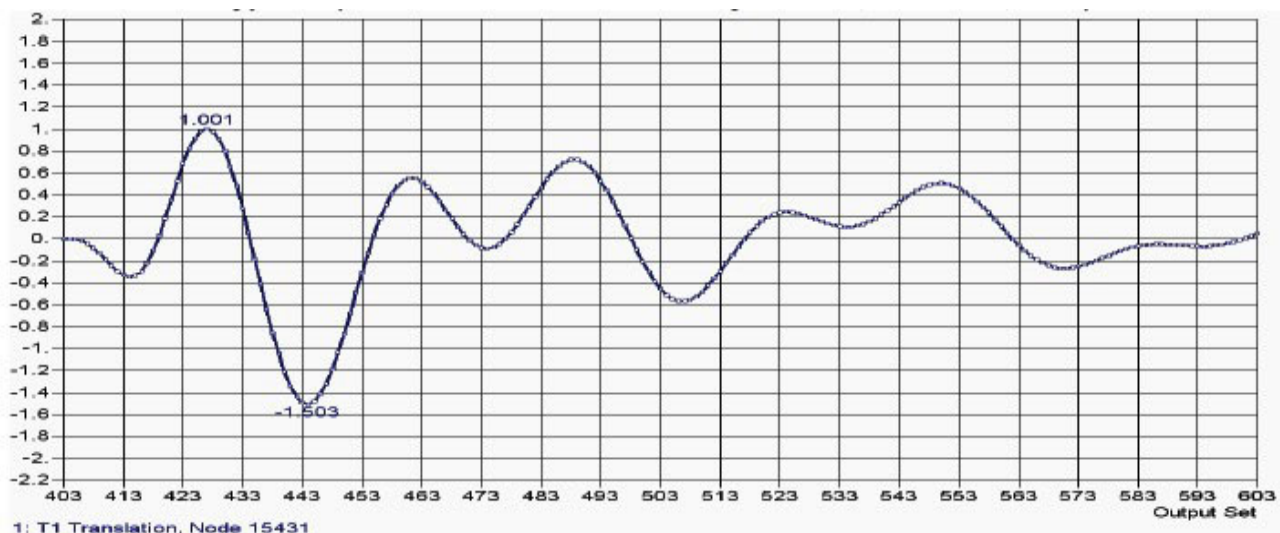


Рис. 4.28 – График смещения верхнего центрального узла в зависимости от времени (макс. смещение 1.503 м). 2-й случай, м

При продолжительном же действии нагрузки, раскачка здания, в силу указанной разницы включения в колебательный процесс верхних и нижних этажей здания, не успевает достичь максимума, из-за их наложения с новыми внешними колебаниями, которые, как и было отмечено ранее, распространяющиеся в противофазе, вызванного частично затуханием, с уже начавшимися колебаниями здания. В результате чего и происходит частичное наложение, в противофазе волн уже присутствующих в здании с новыми, обусловленными действием внешней нагрузки. Этот принцип по структуре схож с эффектом «кнута», при котором под действием кратковременного воздействия на противоположном конце возникают значительные ускорения, однако при постоянном динамическом воздействии даже с большей силы такой эффект достичь не удастся.

Следует отметить, что данные результаты были получены не с помощью реальных сейсмограмм, а посредством использования идеализированных (в виде синусоиды) графиков изменения смещения основания во времени. Однако очевидно, полученные результаты можно применить и к реальным законам возможного смещения основания, поскольку основной причиной, указанных

выше эффектов перенапряжения конструкций, является запаздывание включения в колебательный процесс верхних этажей здания по сравнению с нижними. Вследствие этого и проявляются обозначенные ранее эффекты. Поэтому примененный ранее переход от реальных сейсмограмм к упрощенным графикам гармонических функций можно считать полностью оправданным и достоверным в данном случае, когда нагрузка передается кинематически только части здания (фундаменту).

Следует также отметить, наибольшие концентрации напряжений достигаются в узлах примыкания диафрагмы жесткости к дискам перекрытия, при этом наибольший эффект наблюдается на верхних этажах здания. Объясняется это тем, что поперечные сечения диафрагм, вследствие ее изгиба при действии горизонтальных нагрузках поворачиваются сильнее в верхней ее части. В результате этого эффект от давления диафрагм на перекрытия и ригели сказывается сильнее на верхних этажах здания. Учитывая малую прочность и устойчивость перекрытий, при их работе из плоскости, установленная перегрузка может привести к повреждениям данных элементов и последующем образованием лавинообразного, прогрессирующего разрушения всего здания.

Таким образом, для обеспечения эффективного восприятия как сейсмических, так и ветровых нагрузок, диафрагмы жесткости следует проектировать, не доводя до покрытия здания. Тем самым, ветровые нагрузки будут полностью компенсироваться данной диафрагмой без потери прочности, а сейсмические не будут вызывать резкое перенапряжение дисков перекрытий верхних ярусов (рис. 4.29 а), которое как уже было отмечено в параграфе 4.1, является существенным уже при действии статических нагрузок. Следует отметить, что не доведение диафрагм жесткости, например на 8 этажей, снижает максимальные деформации здания почти на 20 процентов, по сравнению с диафрагмой, установленной на всю высоту здания (рис. 4.28 и 4.29б).

Следует отметить, что очевидно аналогичные эффекты будут действительны и при реальных графиках изменения динамической нагрузки,

прикладываемой кинематически (например, сейсмические воздействия), через смещения основания. Поскольку основная причина указанных эффектов заключается, во-первых, с различным включением в колебательный процесс вышерасположенных этажей здания. Во-вторых, с усилением факторов «подъема и опускания» поперечных сечений диафрагм вследствие ее изгиба.

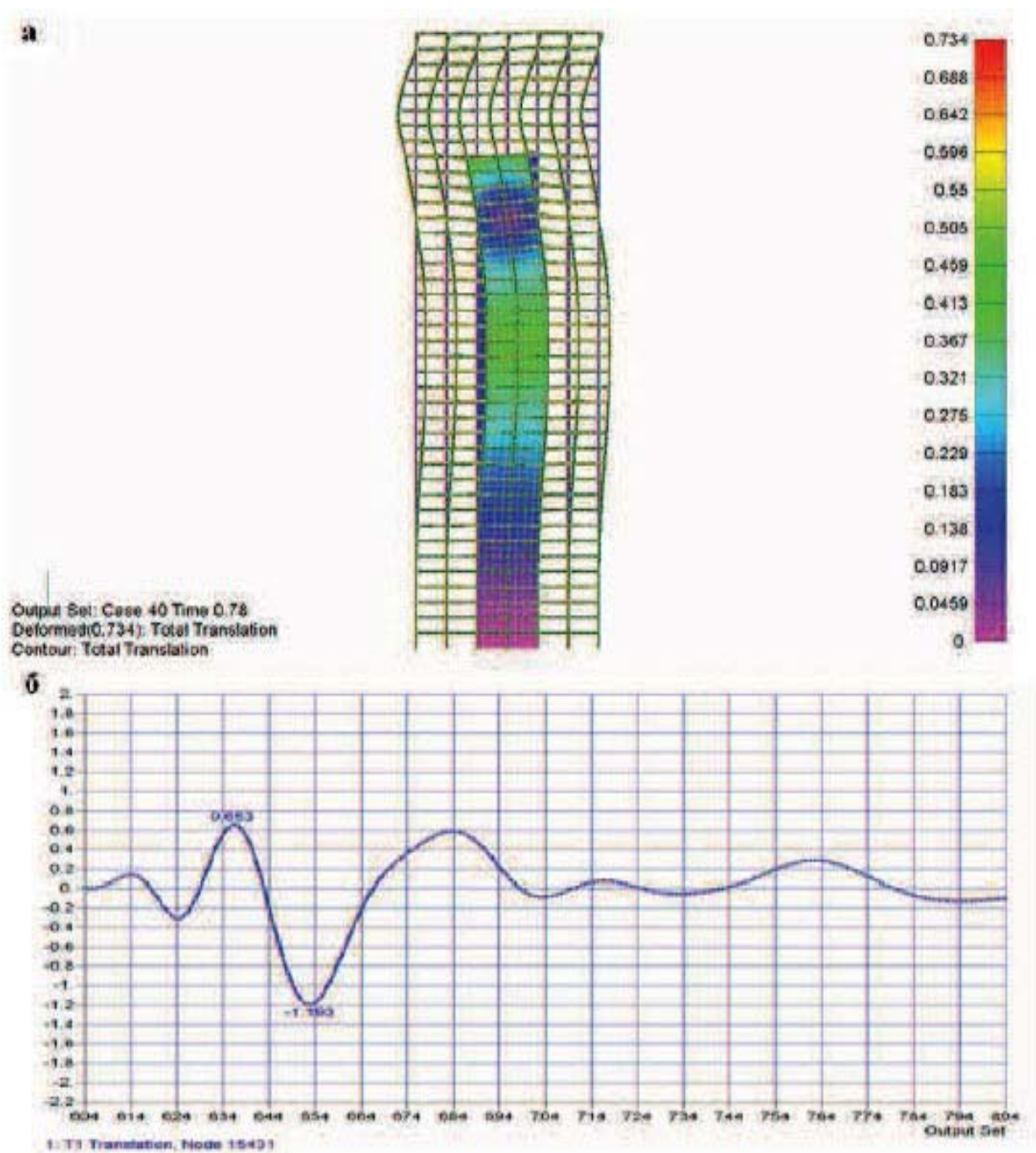


Рис. 4.29 - Суммарные деформации (а) здания и график смещения (б) центрального узла в зависимости от времени по 2-му случаю действия

динамической нагрузки. (макс. смещение в момент времени 0,78 сек $-0,734\text{м}$),
м

ОСНОВНЫЕ ВЫВОДЫ

Подводя итог вышесказанному в данном разделе диссертации, можно сделать общие выводы:

- динамические расчеты высотных зданий необходимо проводить с учетом вклада собственных колебаний в общий колебательный процесс, поскольку это позволяет достоверно определить НДС всего здания, особенно на начальном этапе динамического воздействия, на котором наблюдаются основные искажения (более 30 процентов) в результатах расчета по методикам, не учитывающим собственные колебания;

- высотные здания является более устойчивыми к сейсмическим нагрузкам, при учете собственных колебаний, поскольку в них не наблюдается ударных воздействий как в высокочастотных зданиях, к которым можно отнести большинство зданий этажностью менее 9-ти этажей;

- диафрагмы жесткости, при учете их совместной работе с рамами на вертикальные нагрузки, вносят существенные изменения (1,5 раза и выше) в НДС всех элементов каркаса и при действии динамических нагрузок, передаваемых кинематически, а именно через смещения основания;

- при сейсмическом воздействии необходимо учитывать не только мощность землетрясения, но и продолжительность его действия. Одновременно учитывая, при использовании тех или иных методов расчета, эффекты совместной работы диафрагм и рам не только на горизонтальные, но и на вертикальные нагрузки, в контексте учета их продольной деформативности;

- при незначительности действия сейсмической или иной динамической нагрузки, наибольшее перенапряжение получают верхние этажи здания, особенно в местах соединения диафрагм жесткости с перекрытиями. Таким образом, для проектировщиков можно рекомендовать проектировать диафрагмы, не доводя до последних этажей, тем самым разгружая верхние этажи от дополнительных напряжений при сейсмическом воздействии.

4.3 Устойчивость высотных зданий к прогрессирующему разрушению

В предыдущих исследованиях были установлены не только механизмы изменения НДС несущих элементов высотных зданий на стадиях возведения и эксплуатации, при учете дополнительных факторов, отражающих реальную работу здания, но и были выделены последствия, к которым могут привести не учет этих факторов. А именно, вследствие не учета дополнительных перенапряжений в элементах, при использовании традиционных расчетных схем, может произойти прогрессирующее обрушение всего здания, в следствии ошибки проектирования [106]. При этом, сразу отметим, что под прогрессирующем разрушением данном случае понимается последовательное разрушение несущих строительных конструкций здания (сооружения), обусловленное начальным локальным повреждением отдельных несущих конструктивных элементов и приводящее к обрушению всего здания или его значительной части. Само, начальное локальное повреждение конструктивных элементов здания, возможно при различных аварийных ситуациях, обусловленных не только, например, взрывами газа, терактами, наездами автотранспорта, но также дефектами проектирования, строительства или реконструкции. Таким образом, использовано более широкое определение понятия прогрессирующего обрушения здания, в отличие от, зачастую используемого в настоящее время понятия, когда причинами начальных повреждений конструкций считались только различные взрывы и теракты.

Современные строительные нормы и правила, как отечественные, так и зарубежные содержат в себе пункты учета возможного прогрессирующего разрушения конструкций здания, вследствие возникновения не предвиденных, чрезвычайных ситуаций (аварии, взрывы, террористические акты и т.д.). Особенно часто отмеченные требования встречаются при проектировании каркасных многоэтажных и особенно высотных зданий, как наиболее уязвимых. Поскольку, любое каркасное здание является очень чувствительным к различным случайным, неравномерным нагрузкам, которые приводят к дополнительному изгибу несущих конструкций и, как следствие, к образованию дополнительных изгибающих моментов в сечениях колонн и ригелей. При определенных сочетаниях нагрузок, указанная неравномерность, может вызвать значительное перенапряжение несущих элементов, что в большинстве случаев может привести к их обрушению.

Существующие требования к обеспечению устойчивости зданий к прогрессирующему обрушению, рассчитаны в основном на использование в области многоэтажного строительства. Данные требования с учетом прогрессирующего разрушения можно разделить на несколько групп.

1 Обеспечение дополнительной прочности, устойчивости и жесткости основных несущих элементов способных воспринять в дополнение к расчетным основным сочетаниям нагрузок, дополнительные от непредвиденных воздействий (например, взрыв с разрушением одного и несущих элементов) за счет их усиления уже на стадии проектирования путем введения дополнительных коэффициентов прочности. Однако характерным минусом данного подхода является ограниченность проектирования на определенный вид аварийного воздействия, которых в реальности может быть огромное количество вариантов. Кроме того следует отметить, что данный подход требует значительных капиталовложений для предотвращения последствий аварийной ситуации.

2 Обеспечение прочности и целостности всего каркаса здания путем его пространственной работы, внедрения дополнительных поддерживающих и

перераспределяющих элементов. Конструкция каркаса, в таком случае, проектируется так, чтобы перекрыть потерю одного или нескольких несущих элементов. Например, в расчетах колонн учитывается их работа не только на сжатие, но и на растяжение, которое может возникнуть при обрушении нижележащей колонны, при этом вышележащая начинает играть роль подвески, для конструкций перекрытия передавая при этом нагрузки через систему ригелей всему каркасу. Однако хоть данный подход и является весьма привлекательным, но в реальном проектировании выбрать, из множества элементов каркаса здания, наиболее значимый элемент весьма сложно, поскольку приходится зачатую перебирать огромное количество комбинаций и конструировать каркас с множеством возможных ситуаций.

3 Третий подход связан с исключением возможности возникновения аварийных воздействий за счет применения специальных мероприятий (запрещение хранения взрывчатых веществ и др.). Однако данный подход в многоэтажных зданиях в силу многообразия различных причин возникновения аварийных воздействиям не применим. Простой известный пример обрушение Всемирного центра торговли в США [93].

Учитывая все вышесказанное, очевидно, что рассмотрение проблемы устойчивости высотных зданий к прогрессирующему обрушению невозможно, без исследования формирования его НДС на всех этапах с начала строительства и эксплуатации. Именно поэтому в диссертации были проведены вышеописанные исследования.

Наиболее актуальные способы и методы защиты каркасных зданий от прогрессирующего разрушения

В настоящее время в РФ все большее внимание начинает уделяться подготовке нормативной базы регламентирующей проблему прогрессивного разрушения. Однако до сих пор остается не решенным вопрос об универсальном методе решения этой проблемы и, прежде всего, это связано с наличием огромного количества вероятных аварийных воздействий подчас кардинально отличающихся друг от друга. Взрывы, аварии оборудования,

столкновения с движущимся транспортом (как наземным, так и воздушным), пожары, сейсмические воздействия, карстовые провалы основания, дефекты проектирования – вот только некоторые из возможных воздействий. В реальном проектировании учесть все факторы практически не возможно, не говоря уже о том, чтобы создать универсальный способ решения данной проблемы, особенно для зданий повышенной этажности, которые требуют особенного внимания к обеспечению прочности и целостности всего каркаса. Поскольку из-за большой массы и высоких напряжений, вызванных этими массами и горизонтальными (ветровыми и др.) нагрузками, они оказываются более чувствительными к локальным разрушениям, которые могут привести к прогрессирующему обрушению всего каркасного здания [94].

Как было отмечено, увеличение высоты зданий сопровождается существенным ростом горизонтальных нагрузок, действующих на них в процессе строительства и эксплуатации. При некоторых условиях (район строительства, соотношение высоты здания к размерам в плане и др.), напряжения, возникающие в элементах несущего остова здания, определяются в большей степени горизонтальными усилиями. Превалирующее их влияние приводит к неравномерному распределению вертикальных усилий и деформаций в несущих элементах здания, его закручиванию, а также к существенным сдвиговым деформациям. Все это, а также полученные в предыдущих разделах диссертации, результаты, свидетельствует о большей вероятности возникновения прогрессирующего обрушения здания и, следовательно, об актуальности разработки методов определения устойчивости к обрушению расчетных моделей развитых в вертикальной плоскости, вследствие локального повреждения одного или нескольких несущих элементов.

Следует отметить, что степень обрушения здания определяется характером и объемом локальных повреждений, которые в значительной степени зависят от конструктивного решения всего здания, поэтому вне обсуждения конструктивного решения, а также механизмов формирования НДС в них,

бессмысленны и исследования его аварийных ситуаций, и прежде всего методов их расчета.

На основании сказанного, в данном разделе диссертации исследуется изменение НДС высотного здания при локальном повреждении его несущих конструкций. При этом исследование проводилось как в статической, так и в динамической постановках. В качестве меры обеспечения устойчивости к прогрессирующему обрушению систем развитых по высоте, в рамках исследования было проанализировано влияние внедренных в расчетную модель горизонтальных перераспределяющих блоков повышенной жесткости, совместно с приданием колоннам возможности воспринимать растягивающие усилия. Причина такого выбора обусловлена обозначенной проблемой сложности учета всех случаев обрушения несущих элементов здания. Внедрение же перераспределяющих горизонтальных блоков, как будет показано далее, позволяет существенно снизить количество расчетных случаев, и наилучшим образом обеспечивает выполнение требований [95], в части превращения конструкций здания в «подвешенную» систему. А именно, здание, построенное по традиционной схеме (рисунок 4.30), когда колонны, ригели и стены работают лишь на сжатие и изгиб, имеет повышенную тенденцию к обрушению даже при разрушении одного несущего элемента, например колонны.

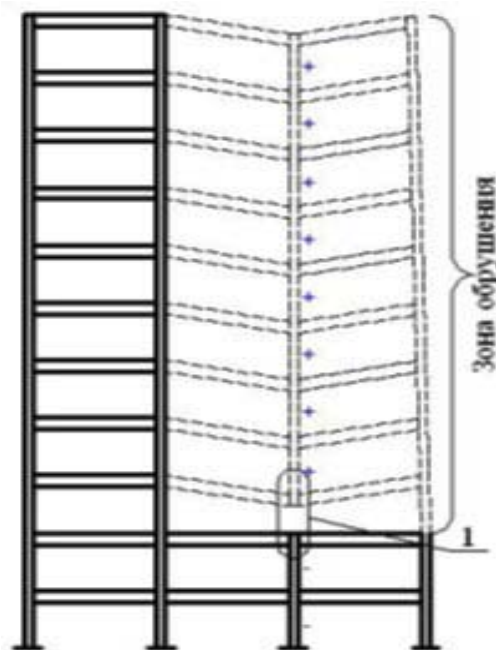


Рис.к 4.30 – Обрушение здания при традиционном конструктивном решении (без учета работы колонн на растяжение), 1– обрушившийся элемент

Если же вертикальному несущему элементу придать способность работать на растяжение, то разрушение нижележащего элемента останется не замеченным (рис. 4.31) и практически не повлияет на целостность каркаса.

Для придания самой возможности работы колонн на растяжение и недопущения значительных деформаций при обрушении нижерасположенных элементов необходимо воспринять нагрузки, возникающие при обрушении элемента. Для этого необходимо либо увеличить погонную жесткость горизонтальных элементов, чтобы они смогли выдерживать указанную нагрузку без разрушения, либо внедрить элементы повышенной изгибной жесткости (рис. 4.31). При этом второе решения представляется более эффективным ввиду отсутствия необходимости изменения жесткости всех горизонтальных элементов. Здание, в указанной постановке, может быть запроектировано с дополнительными связями (фермами) разделяющими его по высоте на блоки. При этом при разрушении колонны в одном блоке посредством перераспределения усилий и работой колонн на растяжение, все

дополнительные нагрузки будут передаваться именно на эту связь и далее распределяться на все элементы каркаса, через систему колонн и ригелей.

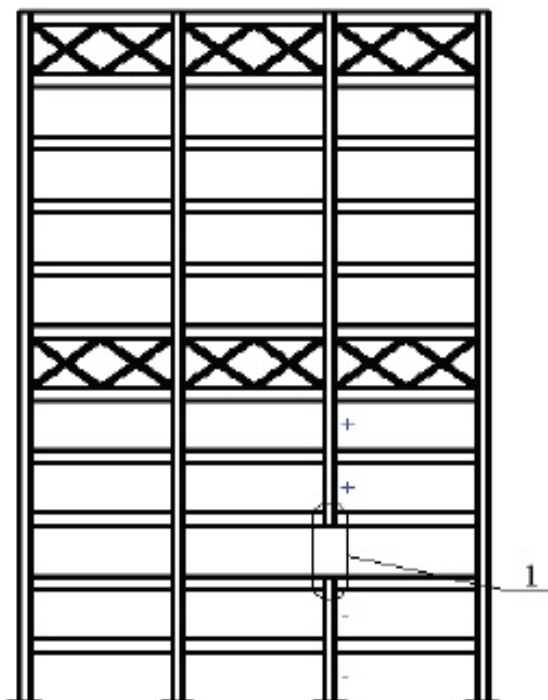


Рис. 4.31 – Обрушение здания с учетом работы колонн на растяжение с установкой дополнительных связей 1– обрушившийся элемент

В общем виде каркас здания, сконструированный внедрением перераспределяющих элементов и колонн, воспринимающих как растягивающие, так и сжимающие усилия (рис. 4.32), способен эффективно противостоять прогрессирующему обрушению.

Как видно (рис. 4.32) данная схема представляет собой подобие нескольких систем:

- 1 рамной и рамно-связевой системы;
- 2 ствольной конструкции с подвешиваемыми этажами;
- 3 ствольной системы с консольными этажами.

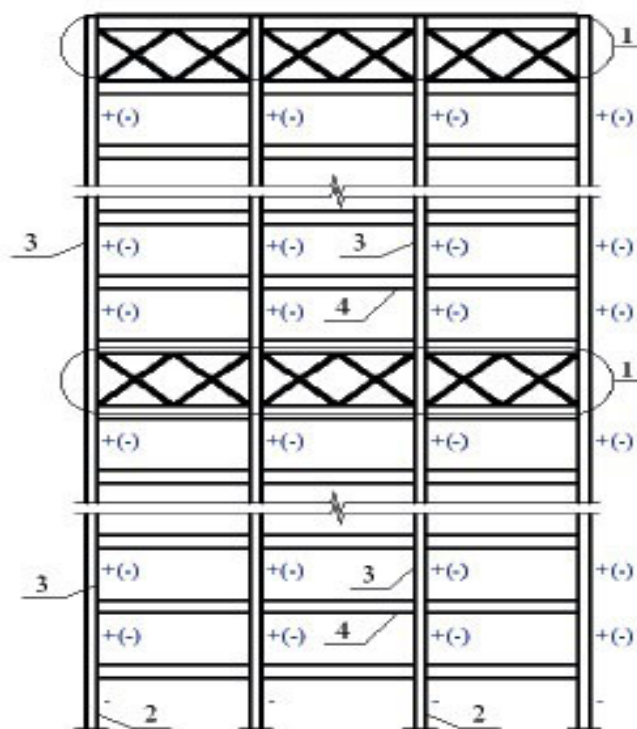


Рис. 4.32 – Схема предлагаемого каркаса, устойчивого к прогрессирующему обрушению. 1 – распределительная система связей; 2 – колонны, работающие на сжатие, 3 – то же, работающие на сжатие и на растяжения, 4 – горизонтальные несущие элементы, рассчитанные на нагрузку от веса расположенного выше перекрытия и оборудования, размещенного на нем

Для удобства интерпретации и выделения среди других систем, было предложено использовать в качестве обозначения данной схемы следующее название – «рамно-связевая блочная» (РСБ) конструктивная схема, как наиболее правильно описывающая особенности ее работы.

Анализ напряженно-деформированного состояния элементов каркаса при прогрессирующем разрушении

Проанализируем теперь изменение напряженно-деформированного состояния высотного здания, как системы развитой в вертикальной плоскости на обозначенных выше двух решениях каркаса, а именно в традиционной постановке и с внедренными перераспределяющими блоками.

Для анализа примем каркасное 26-х этажное здание. Размеры в плане показаны на рисунке 4.33. Материал несущих конструкций зданий – железобетон класса В20 с модулем упругости $E_b=27000\text{Мпа}$, сечение колонн и ригелей для всех вариантов принимается равными соответственно $0,5\times 0,5\text{м}$ для колонн и $0,6\times 0,3\text{м}$ для ригелей, диафрагмы толщиной $0,18\text{м}$ из бетон класса В20, высота этажа 3м . Перекрытия исследуемых зданий выполняются монолитными, толщиной $0,18\text{м}$. Полезная нагрузка на перекрытия принята равномерно распределённой и равной 2кПа .

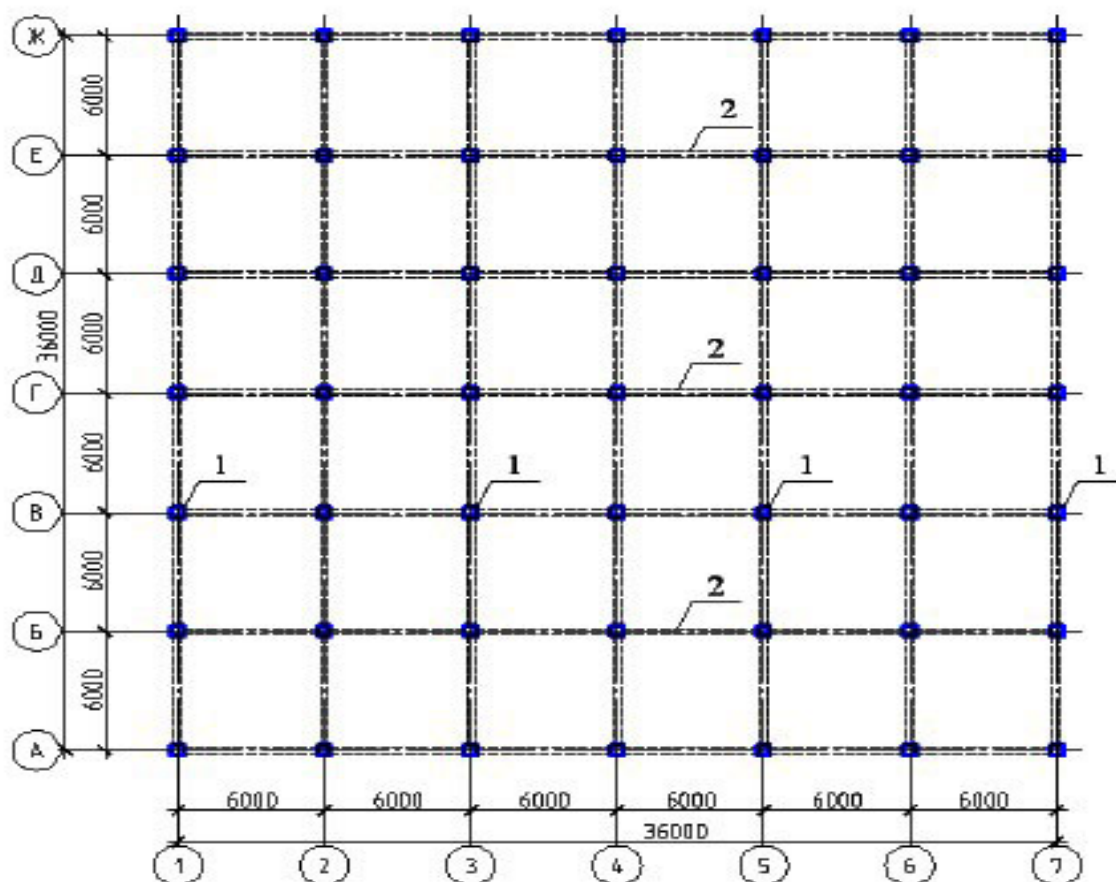


Рис. 4.33 – План типового этажа. 1– колонны, 2– диафрагмы перераспределяющего блока (только на 13-ом этажа)

Для упрощения расчетов, и определение общих закономерностей изменение НДС здания, диафрагмы жесткости в расчете учитывать не будем. Как будет показано далее, это не приведет к качественному изменению.

Анализ производился в программе MSN.Nastran. Расчетная модель здания без перераспределяющих блоков имеет 38191 узел, 50622 элемента, система с распределяющими блоками имеет 39871 узел, 53645 элемента. Колонны и ригели смоделированы конечными элементами типа BAR, диафрагмы и плиты – PLATE, размер конечного элемента принят 1м. В качестве расчетного случая примем разрушение колонны 9-го этажа расположенной в пересечении осей В-6. При расчете была учтена возможность продольной деформативности вертикальных элементов.

В результате статического анализа каркаса было установлено, что при обрушении одного из несущих вертикальных элементов, происходит резкое увеличение напряжений в соприкасающихся с обрушившимся элементом, ячейках. При этом, за счет перераспределения усилий между ригелями и колоннами, напряжения гасятся по мере удаления от места обрушения (рисунок 4.34б). Однако гашение происходит «медленно», тем самым перегружается значительная часть каркаса. При этом, как показали дополнительные проведенные исследования, определение усилий без учета последовательности возведения и фактора вертикальной податливости, может вызвать не точности (в большую сторону) в определении изгибающих моментов на опорах ригелей, составляющие более 50 процентов, особенно в удаленных от места обрушения горизонтальных элементах.

Внедрение перераспределяющих элементов, совместно с приданием колоннам возможности воспринимать растягивающие напряжения, приводит к значительному снижению вероятности обрушения здания. Это особенно отчетливо видно на рис. 4.34в. При этом, напряжения в большинстве горизонтальных элементах, особенно в блоке с поврежденным элементом, несколько ниже, чем в каркасе без перераспределяющих элементов (рис. 4.34а, в), что свидетельствует об эффективности внедрения предложенных перераспределяющих систем. При этом следует отметить, что при обрушении одного вертикального элемента, происходит значительное увеличение изгибающих моментов в ригелях расположенных над ним, что и является

очевидным и отмечаемым многими исследователями. Поскольку изменяется расчетная длина горизонтальных элементов и, следовательно, значительно увеличиваются напряжения, которые имеют квадратичную зависимость от длины.

Именно поэтому, как видно по рис. 4.34, происходит не только количественное, но и качественное изменение в НДС верхних элементов, обусловленной изменением их расчетной схемы. А именно до повреждения, в месте обрушения, колонна выполняла роль опоры, и вышерасположенные ригели работали как многопролетная балка. После удаления разрушенного элемента, опора также исключилась из расчетной модели, и ригель стал работать как балка, защемленная по концам, при этом на которую в центре передаются нагрузки от вышерасположенных этажей. На основании этого факта и было предложено внедрение перераспределяющих блоков и придание колоннам работать на растяжения, при этом вследствие разрушения вертикального элемента, колонны-подвески будут исполнять роль опоры и тем самым снизят существенно указанные эффекты перенапряжения (рис. 4.34в).

Следует отметить, что в ходе детального сравнительного анализа рис. 4.34б и 4.34в, было установлено, что значительное увеличение изгибающих моментов наблюдается и в ригелях расположенных ниже места обрушения, что является ранее не обозначенным фактом в научных трудах современных исследователей. При этом, стоит отметить, что указанное явление не изменяется и после внедрения перераспределяющих блоков, тем самым может вызвать разрушение системы вследствие второй причины, а именно локального повреждения горизонтальных несущих элементов.

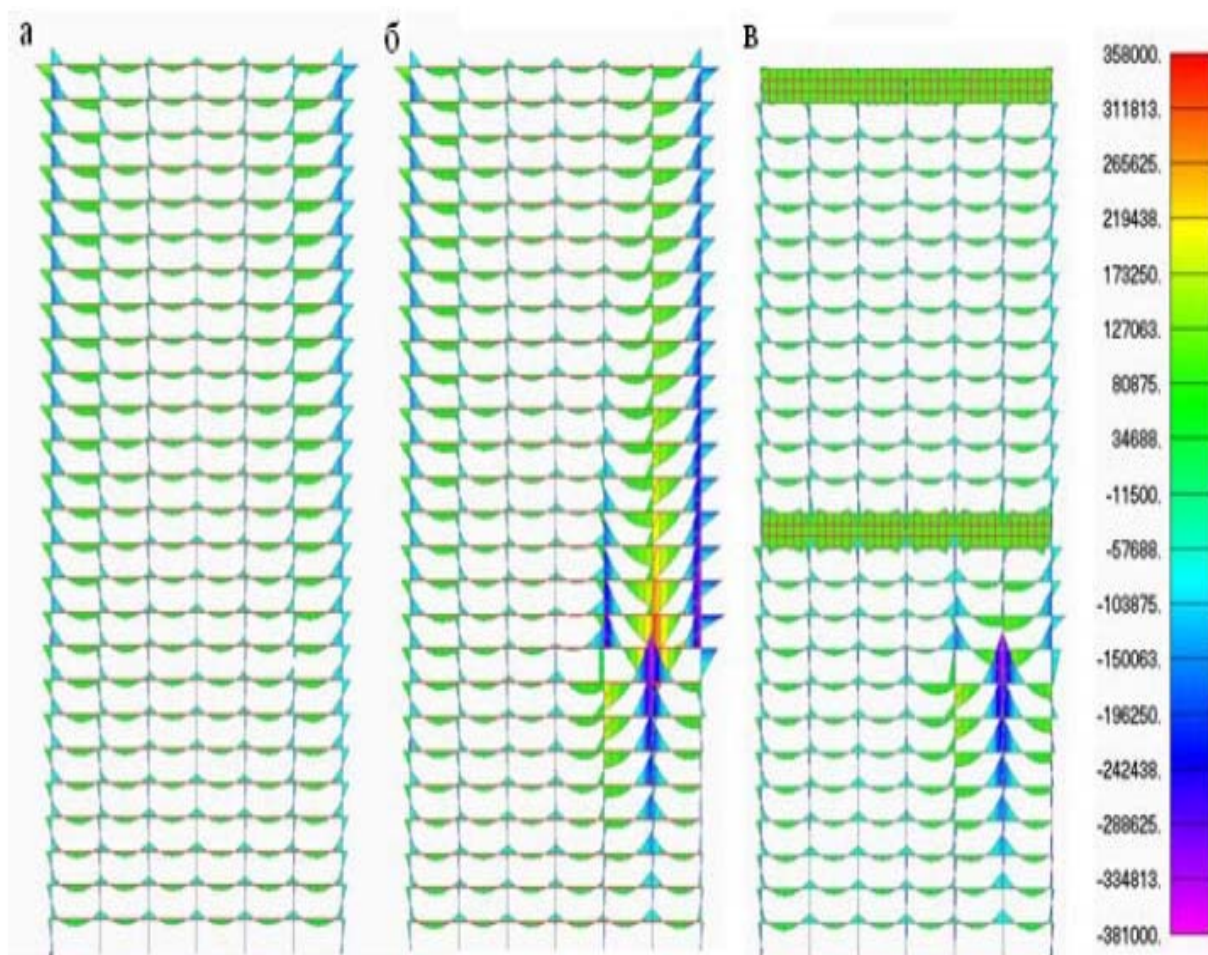


Рис. 4.34 - Эпюры изгибающих моментов, Н·м: а – нормальная работа каркаса (отсутствует локальное обрушение); б – при обрушении одной колонны при стандартной компоновке каркаса, в – то же, при внедрении распределительных блоков, совместно с приданием колоннам возможности восприятия растягивающих усилий

А именно после обрушения, частично произойдет уменьшение продольных деформаций (рис. 4.35) колонны расположенной ниже разрушенной, вследствие ее разгрузки, т.е. будет наблюдаться смещение вверх опор ригелей, расположенных непосредственно под местом разрушения (рис. 4.35б).

Следует отметить, что величина смещения опор ригелей, вследствие восстановления «начального» ненагруженного состояния колонны, будет зависеть, прежде всего, от механических свойств ее материала, а также от первоначальной работы конструкции, а именно, проявлялись ли и в какой

степени, пластические деформации в ней. При этом, очевидно, что наибольшие изменения в напряженном состоянии нижерасположенных ригелей, вследствие указанного фактора, будут наблюдаться в средней части здания, поскольку известно, что продольные деформации прямо пропорциональны длине элемента и нагрузке действующей на него, возникающий дополнительный момент в горизонтальных элементах, напрямую, зависит от абсолютной разности осадок [96]. Учитывая это, нетрудно заметить, что указанное ранее восстановление начального условно недеформированного состояния колонн, на верхних этажах будет незначительно из-за условно малого изменения нагрузки, а также из-за дополнительного сдерживающего эффекта со стороны горизонтальных элементов расположенных ниже. На первых этажах обозначенное восстановление будет также меньше чем в средней, по высоте части здания, по причине условно незначительной их высоты. При этом, поскольку сдерживающий эффект со стороны горизонтальных элементов при разрушении колонны в нижней половине здания, будет несколько ниже, так как меньшее их количество будет участвовать в работе, поэтому степень влияния обозначенного выше фактора, в таком случае, будет несколько выше, чем при обрушении колонны на верхних этажах здания.

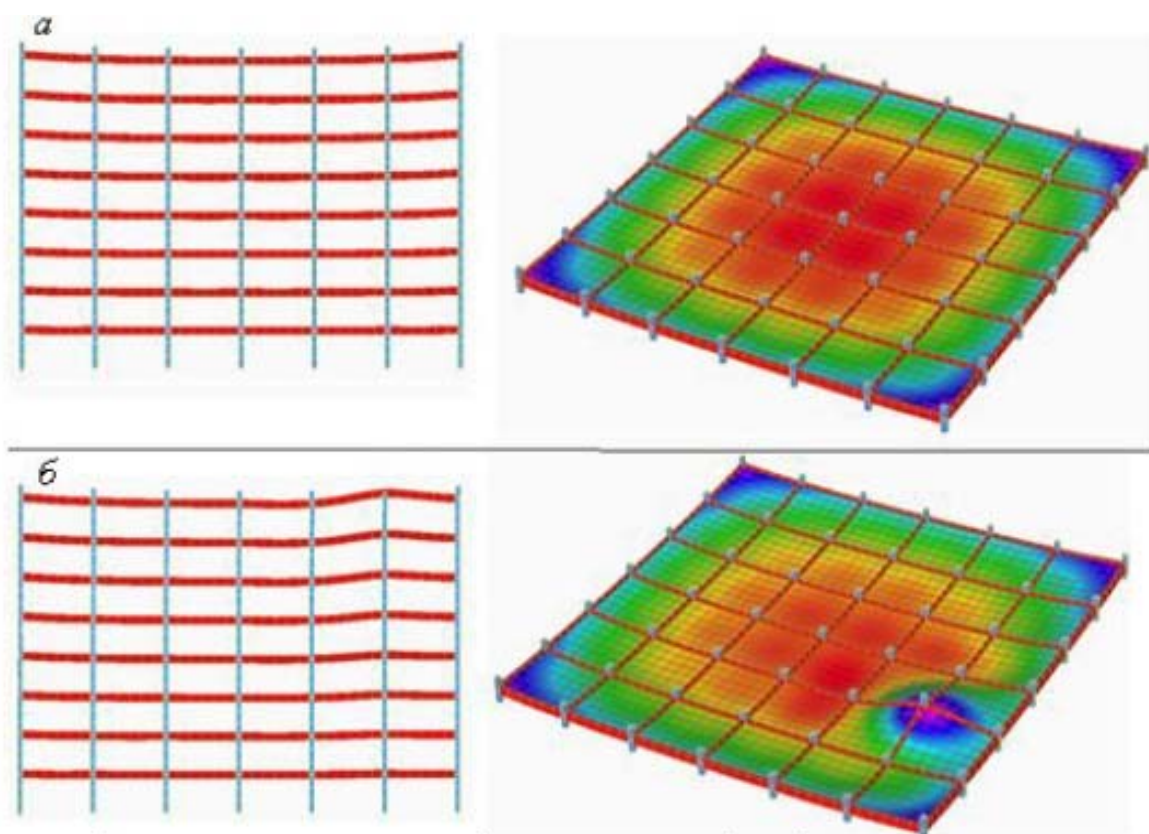


Рис. 4.35 - Деформированное состояние фрагмента рамы (ось В) первых 9-ти этажей и перекрытия непосредственно расположенного под разрушаемым элементом: а – до разрушения расчетного элемента; б – после разрушения

Это и подтвердилось в ходе дальнейших исследований, при варьировании места обрушения вертикального элемента по высоте здания (рис. 4.36). А именно по рис. 4.36 отчетливо видно, что кривая, характеризующая относительное изменение изгибающих моментов в первом, нижерасположенном относительно места обрушения ригеле, смещена влево. Это свидетельствует о том, что дополнительный изгибающий момент, возникающий вследствие проявления ранее указанного фактора восстановления деформированного состояния колонн, на первых этажах здания является более существенным, чем на последних. Таким образом, это подтверждает, что степень влияния данного фактора также на первых этажах несколько выше, чем на последних. При этом, как и было обозначено ранее, наибольшее изменение в напряженном состоянии горизонтальных несущих элементов, расположенных ниже места обрушения элемента, достигается в средней части здания.

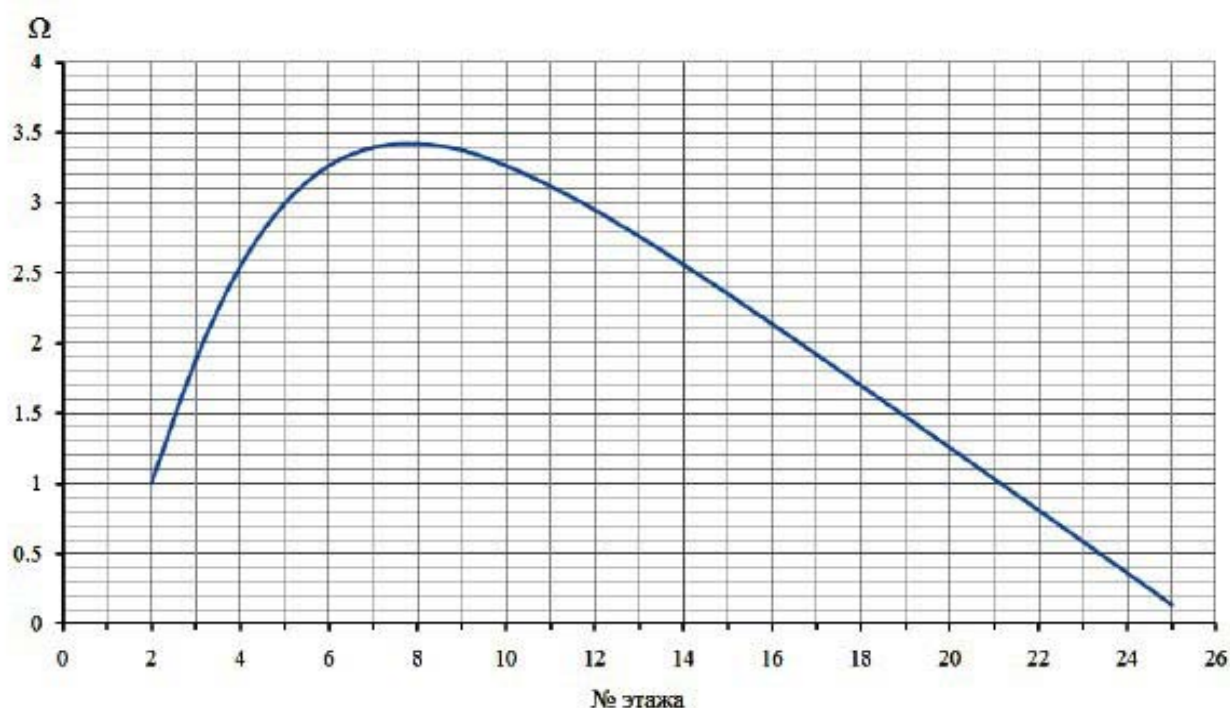


Рис. 4.36 - Кривая относительного изменения (Ω) дополнительного изгибающего момента, возникающего в сечении расчетного ригеля вследствие восстановления начального деформированного состояния нижерасположенных, относительно разрушенной, колонн, в зависимости от расположения поврежденной колонны по высоте здания

Таким образом, основываясь на полученных результатах влияния фактора продольной деформативности вертикальных элементов, а также на выводах раздела 3.2 можно констатировать, что введенное исключение диафрагмы из расчета, является оправданным, поскольку не изменит характера НДС элементов каркаса расположенных над разрушаемым элементом. Даже в том случае если произойдет исключение из работы диафрагмы, как показали дополнительные проведенные исследования, ригели, примыкающие к ней, будут работать аналогичным образом, как и при обрушении колонны. Поскольку при учете работы диафрагмы на вертикальные нагрузки, совместно с рамами, ее можно считать, как колонну, развитую в одном из направлений. В таком случае эффекты перенапряжения, связанные с изменением расчетной

схемы ригелей и влиянием податливости (для нижерасположенных ригелей), будут аналогичными обозначены ранее эффектам.

На основании всего вышесказанного можно сделать вывод, что при обрушении вертикального несущего элемента, происходит существенное изменение напряженно-деформированного состояния элементов каркаса, расположенных не только над разрушенным элементом, но и под ним. При этом для первых элементов, данное изменение обусловлено изменением расчетной схемы горизонтальных элементов, для вторых такое изменение обусловлено учетом фактора продольной деформативности вертикальных элементов. А именно частичным восстановлением деформированного состояния колонн, в результате чего происходит дополнительное смещение опор ригелей, расположенных непосредственно под разрушенным элементом и, следовательно, изменяется их напряженно-деформированное состояние, что и отчетливо видно на рис. 4.34б, в и рис. 4.35б.

Исследование влияние динамического фактора разрушения элемента

Преыдущие результаты, как и было отмечено ранее, получены в статической постановке вопроса, а именно не учитывался динамический эффект от исключения из работы вертикального элемента вследствие его повреждения. Однако, для полного подтверждения обозначенных выше выводов о характере изменения НДС здания при локальном обрушении его несущих элементов, а также подтверждения указанных факторов, влияющих на это изменение, необходимо рассмотреть вопрос: влияет ли качественно на НДС здания учет времени разрушения элемента?

Следует отметить, что основной сложностью учета динамического характера обрушения элемента в рассматриваемой задаче исследования устойчивости каркасных зданий к прогрессирующему обрушению, является большое количество возможных причин потери прочности несущего элемента. Такие причины могут быть как различные взрывы, ударные воздействия, так и дефекты проектирования и строительства. При этом очевидно, что время разрушения элемента, в разных ситуациях может существенно отличаться друг

от друга и, следовательно различным будет и динамический эффект от обрушения элемента. Поэтому определяющим фактором в динамической постановке рассматриваемой проблеме, является выбор временного интервала разрушения элемента.

Поскольку, возможных причин обрушения элементов, как и было, отмечено ранее, может быть много, поэтому рассмотрим только несколько временных промежутков обрушения элементов. В качестве минимального времени разрушения элемента (t_{\min}) примем промежуток равный 0,05 сек., максимальный же (t_{\max}) ограничим в ходе расчета интервалом, при котором динамический коэффициент (k_d) будет меньше равен 1,05. Таким образом, при значениях времени разрушения большим, чем t_{\max} результаты можно считать практически совпадающими, с результатами статического расчета, и, следовательно, динамическим эффектом, таком случае, можно пренебречь.

График функции изменения работы элемента в таком случае представим в виде рисунок 4.37. Демпфирование расчетной КЭМ здания учтено автоматически средствами программы MSC.Nastran, а также с учетом рекомендаций [136]. Расчет производится решателем «Transient Dynamic/Time History». Шаг разбиения результатов по времени принят равным 0,05 сек.

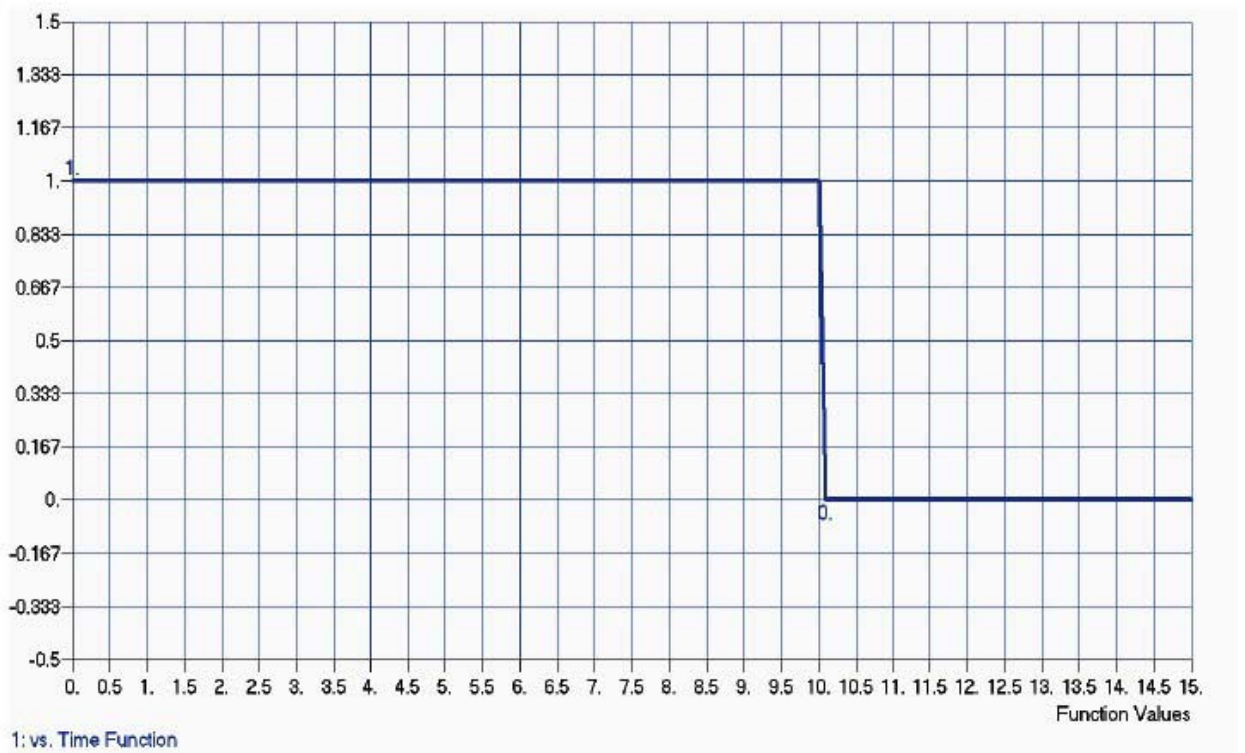
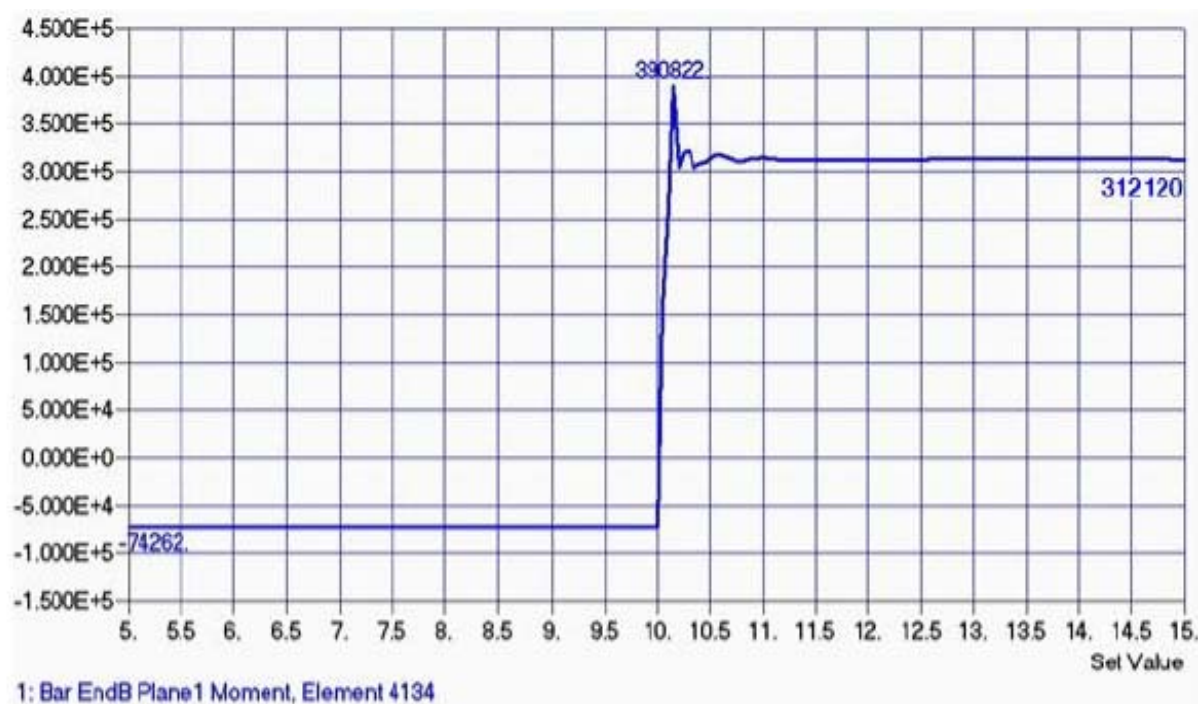


Рис.4.37 График функции динамического исключения колонны во времени, вертикальная ось – степень включенности в работу (в долях), горизонтальная – время (с)

В результате проведенного динамического расчета НДС расчетной модели, при удалении рассмотренной ранее колонны, были получены следующие результаты, которые представлены на рис. 4.38–4.45. При учете динамического характера исключения из работы элемента, наблюдается существенное количественное изменение в напряженном состоянии горизонтальных элементов каркаса, расположенных непосредственно как над разрушенным элементом, так и под ним.

При этом, как отчетливо видно по рис. 4.38 и рис. 4.39, в начальный момент исключения из работы поврежденного элемента наблюдается существенный рост напряжения, который, спустя некоторое время, стабилизируется на значениях практически совпадающих со значениями, полученными при статическом расчете. Разделив максимальное значение на

стабилизированное, можно получить динамический коэффициент для вышерасположенного ригеля (рис.4.38) равным $k_{дв}=1,25$, для нижнего (рис.4.39) $k_{дн}=1,15$. Как видно, данные коэффициенты значительны особенно для ригеля расположенного над разрушенным элементом. Следует отметить, что данные изменения не превосходят величин динамического коэффициента рекомендуемого к использованию различными отечественными и зарубежными исследователями, в работах которых принята максимальная величина равная



двум [97].

Рис. 4.38 – График изменения изгибающего момента на опоре (Н·м), во времени (сек) первого вышерасположенного, относительно места обрушения, ригеле

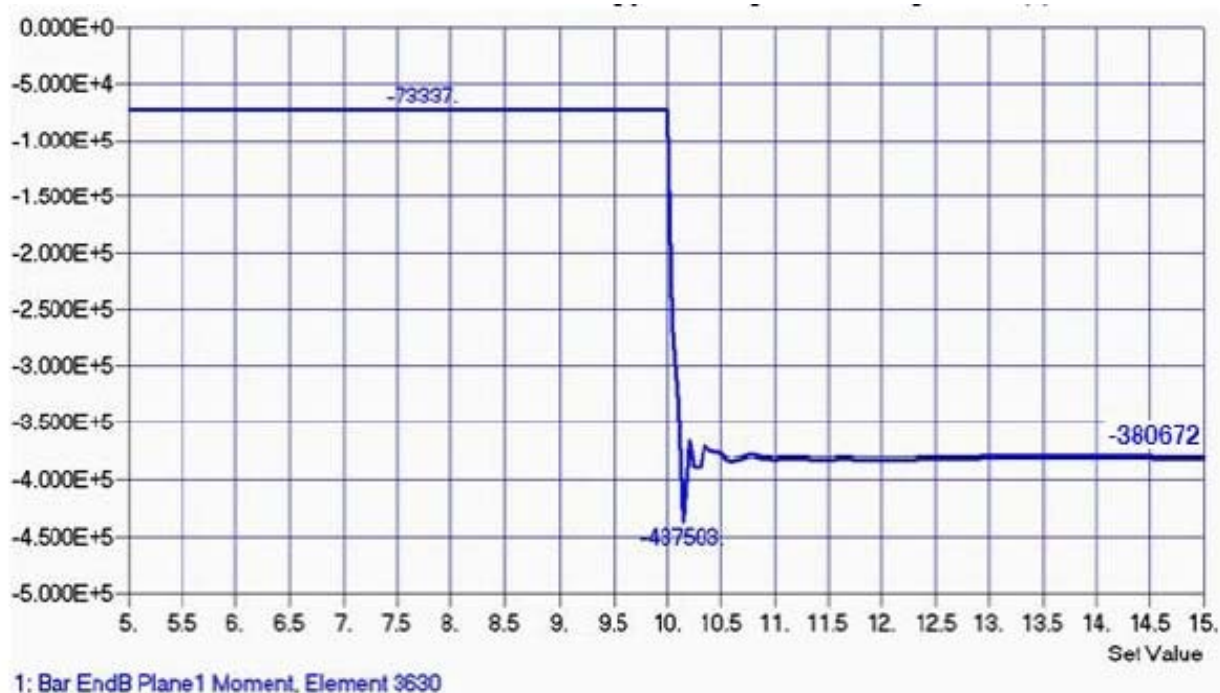


Рис. 4.39 – График изменения изгибающего момента на опоре (Н·м), во времени (сек) первого нижерасположенного, относительно места обрушения, ригеле

Несмотря на то, что полученные значения значительно меньше двух, однако они, это не свидетельствует о том, что коэффициент, приводимый в нормах, является завышенным. Поскольку очевидно, что в зависимости от времени исключения из работы элемента и от расположения элемента по высоте здания, будет меняться и сам динамический коэффициент. Приведенный же коэффициент $k_d=2$, соответствует мгновенному разрушению элемента, т.е. когда время разрушения практически равно нулю. Таким образом, учитывая вышесказанное, можно констатировать, что обозначенная максимальная величина динамического коэффициента, является вполне возможной. Что и было подтверждено в результате дальнейших исследований при варьировании времени разрушения элемента (рис. 4.40). А именно, при уменьшении времени обрушения элемента динамический коэффициент все больше стремится к величине равной двум. При увеличении же указанного временного параметра k_d снижается, достигая при времени разрушения элемента 0,3 сек., значений близких единице, что свидетельствует почти о

полном совпадении результатов динамического анализа с результатами статического расчета здания.

Анализируя кривые, изображенные на рис. 4.40, характеризующие изменения динамического коэффициента в зависимости от времени разрушения и от расположения по высоте разрушенного элемента нетрудно заметить еще одну закономерность. Величина динамического коэффициента зависит не только от времени разрушения элемента, но и от его расположения по высоте здания, что объясняется изменением инерционных сил в рассматриваемых элементах, вследствие изменения ускорений, возникающих в оставшихся элементах при обрушении одного из вертикальных несущих элементов.

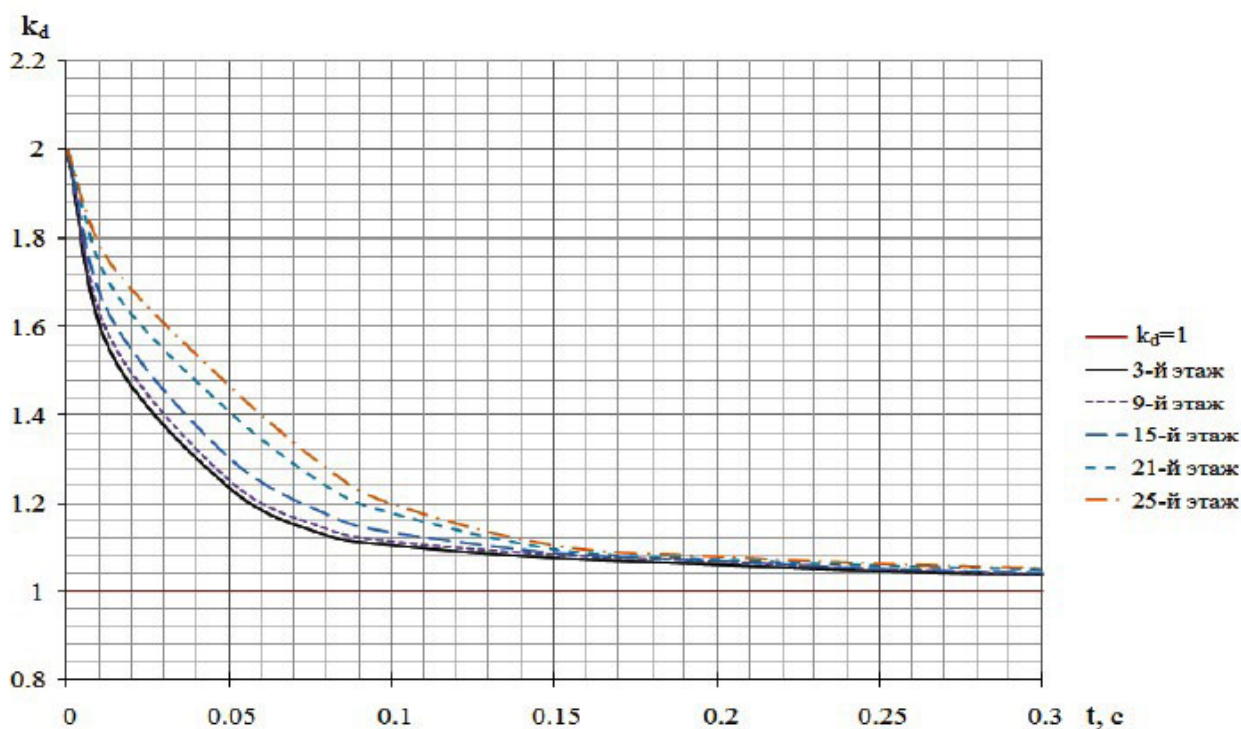


Рис. 4.40 – Графики изменения динамического коэффициента для первого вышерасположенного ригеля, в зависимости от времени разрушения элемента

А именно, чем ниже располагается разрушаемый вертикальный элемент, тем меньшее ускорение возникает при его обрушении в вышерасположенных, относительно него, элементах (рис. 4.41a). Поскольку большее количество горизонтальных элементов (ригелей, монолитных перекрытий), включаются в работу, оказывая при этом сдерживающий эффект, а учитывая зависимость

динамического коэффициента от ускорения, становится очевидным, что динамический коэффициент, в случае, обрушения колонн на первых этажах здания, должен быть несколько ниже, чем на последних. Это и наблюдается на рис. 4.41б.

В силу сказанного, для нижерасположенных, относительно места обрушения, элементов, будет наблюдаться обратная картина, поскольку, в данном случае, обозначенный ранее сдерживающий эффект, будет на первых этажах меньше, чем на последних. Что отчетливо видно на рис. 4.41б.

Как видно причина изменения динамического коэффициента, для ниже расположенных ригелей, вследствие влияния сдерживающего эффекта со стороны горизонтальных несущих конструкций, совпадает с одной из описанных в первой части причин изменения степени влияния фактора продольной податливости колонн. Это, тем самым подтверждает, логичность и не противоречивость выводов и их тесную взаимосвязь.

Стоит отметить, что изменение динамического коэффициента в зависимости от расположения поврежденного элемента по высоте здания, в данном случае составило порядка 19 процентов для вышерасположенных относительно разрушенной колонны ригелей и около 13 процентов, для нижерасположенных (рис. 4.41б). Это является существенным, поэтому в случае оптимального, с точки зрения прочности, расчета и проектирования здания, необходимо учитывать, что при одном и том же времени разрушения элемента, динамический коэффициент, в зависимости от расположения повреждаемого элемента по высоте здания, будет значительно изменяться.

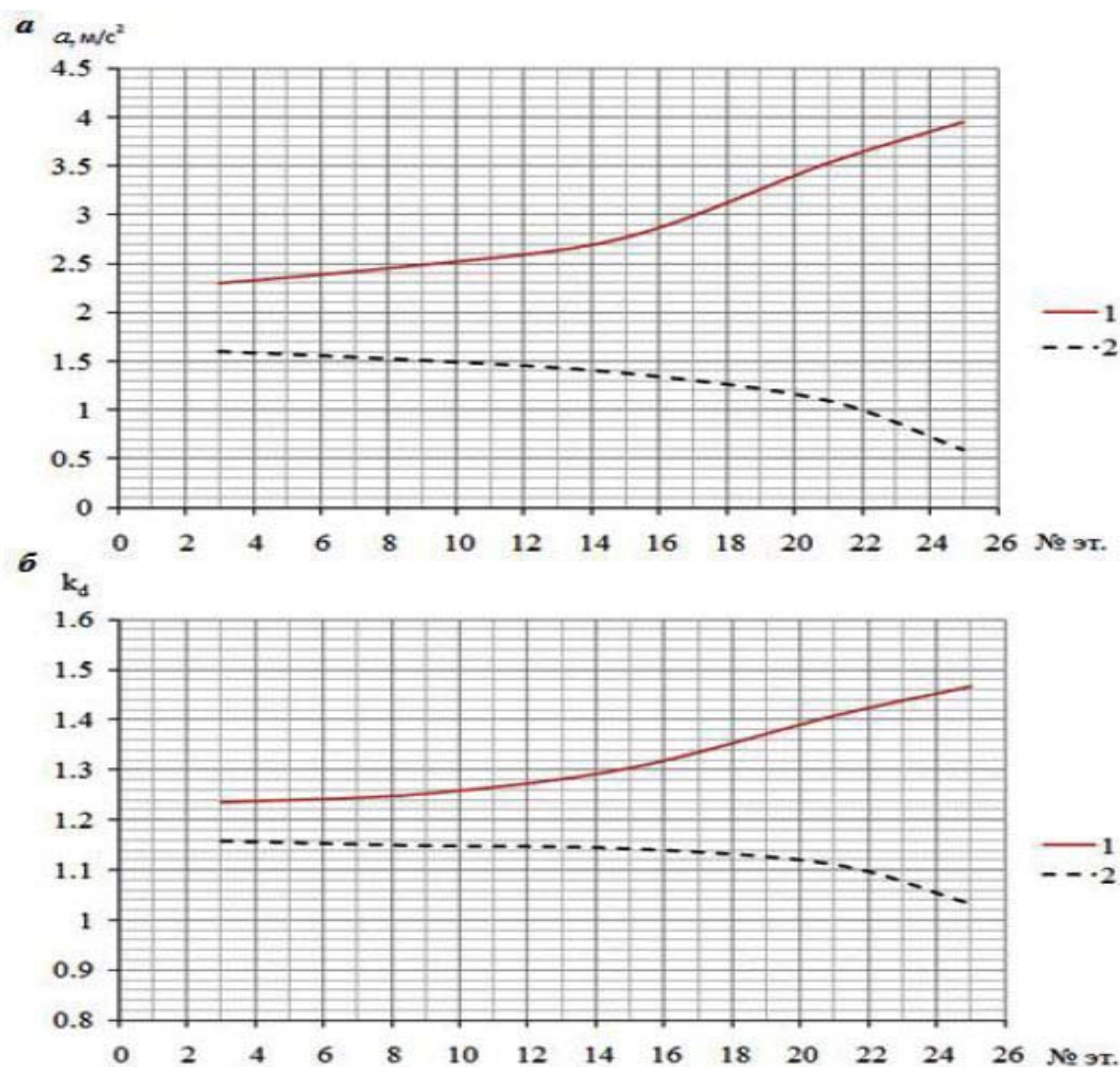


Рис. 4.41 – Графики изменения ускорения (а) и динамического коэффициента (б) для первого вышерасположенного ригеля (линия 1) и первого нижерасположенного ригеля (линия 2), в зависимости от расположения поврежденной колонны по высоте здания, (время разрушения принято 0,05 сек)

Следует еще раз отметить, что основной целью исследований в динамической постановке ставилась определение именно качественного влияния динамического эффекта на НДС элементов здания, поскольку по указанным выше причинам определение количественное составляющей весьма затруднено из многообразия влияющих факторов.

Учитывая сказанное, был проведен в целом сравнительный анализ изменения характера напряженного состояния в элементах каркаса при расчете в статической и в динамической постановках разрушения элемента.

В результате проведенного анализа, было установлено, что динамический характер влияет только на количественную оценку напряженного состояния элементов, не изменяя при этом их характер. Это отчетливо видно на рис. 4.42, на котором характер распределения изгибающих моментов в элементах каркаса остается одинаковым в разные моменты времени. При этом если сравнить рис. 4.39 с рис. 4.34б, который получен при статическом расчете, характер изгибающих моментов является абсолютно одинаковым.

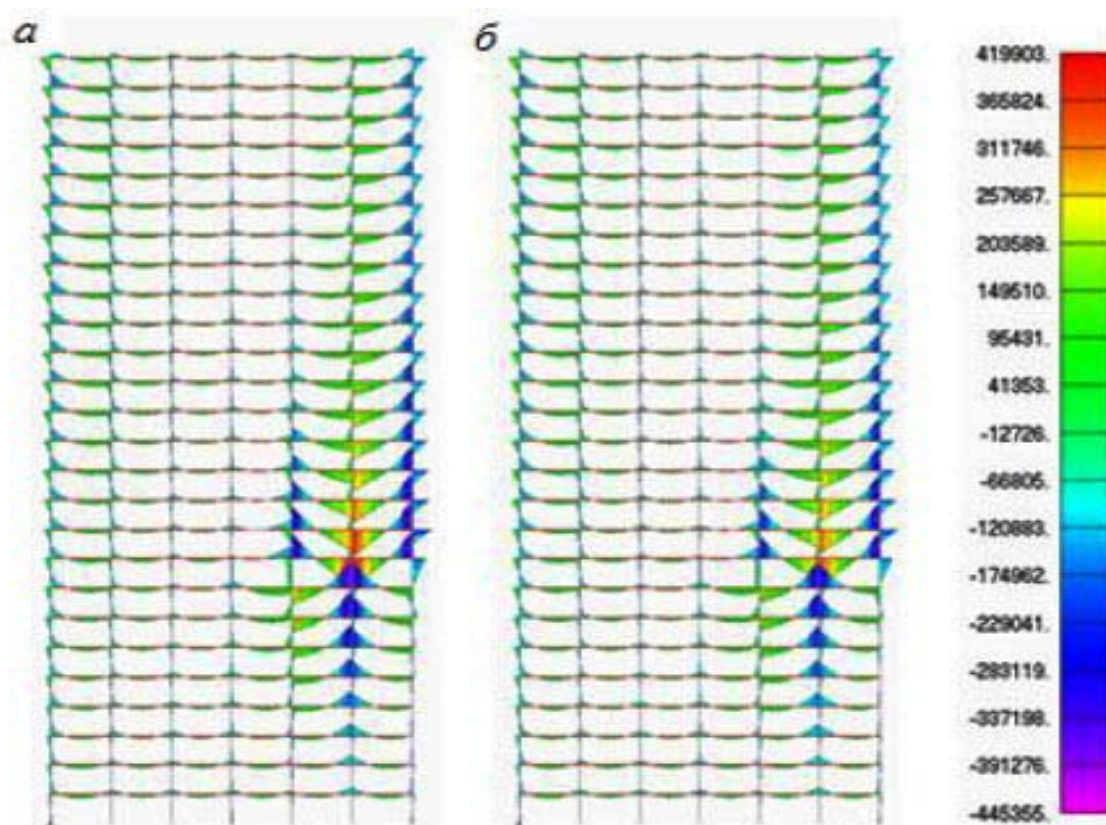


Рис. 4.42 - Эпюры изгибающих моментов при обрушении колонны (с учетом динамического действия), Н·м; а – в момент времени соответствующий максимальному значению динамического эффекта, б – установившееся значение изгибающего момента

Аналогичные результаты были получены и в модели с перераспределяющими горизонтальными блоками. А именно в ней также, (рис.4.43–4.45) при учете времени разрушения элемента наблюдается, только

количественное изменение в напряженном состоянии, по сравнению со статической работой.

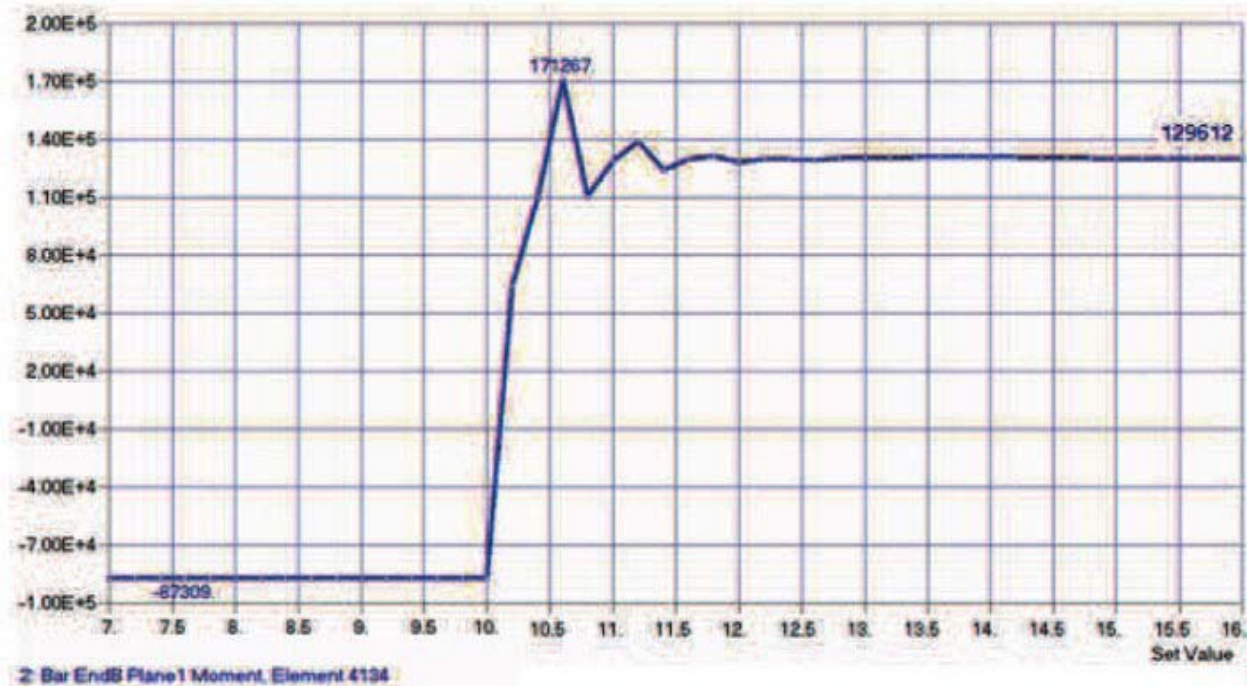


Рис. 4.43 – График изменения изгибающего момента (Н·м) во времени (сек), первого вышерасположенного, относительно места обрушения, ригеле, в здании с перераспределяющими блоками

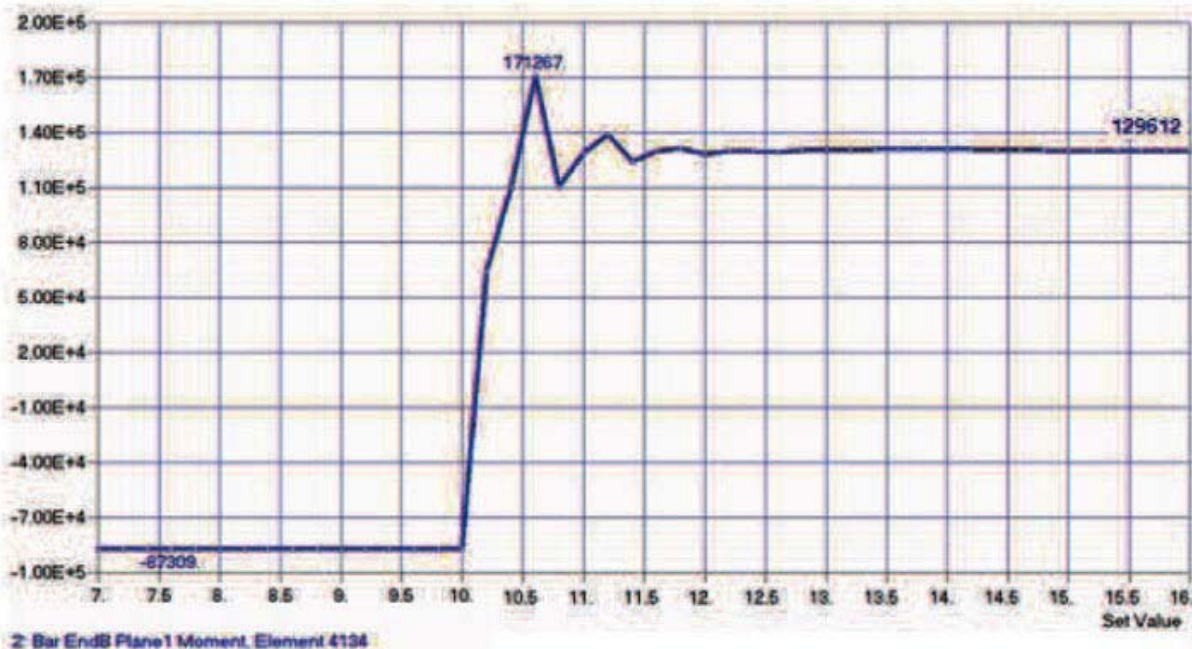


Рис. 4.44 – График изменения изгибающего момента (Н·м) во времени (сек) первого нижерасположенного, относительно места обрушения, ригеле, в здании с перераспределяющими блоками

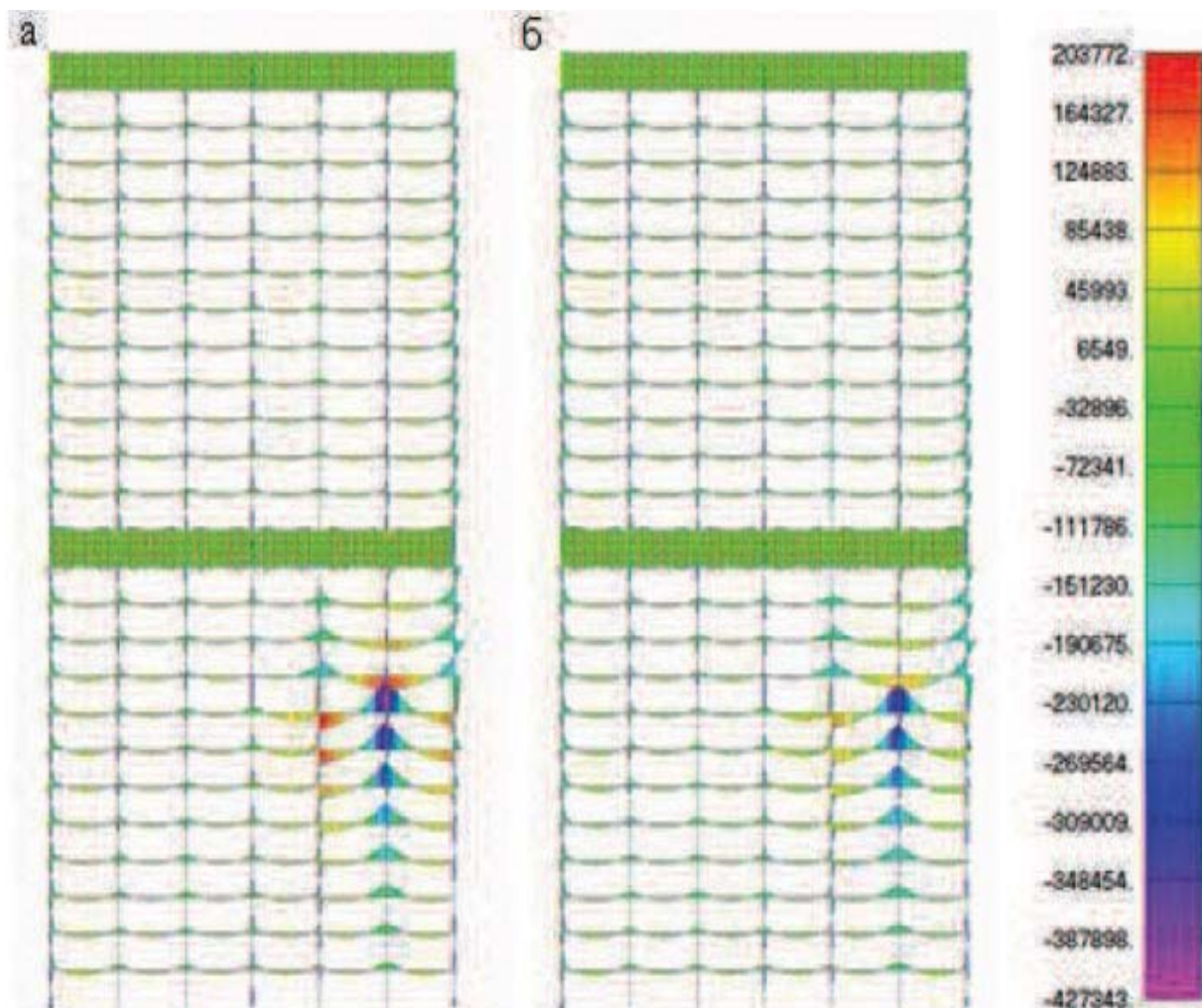


Рис. 4.45 – Эпюры изгибающих моментов при обрушении колонны, Н·м (с учетом динамического действия) в каркасе с перераспределяющими блоками а – в момент времени соответствующий максимальному значению динамического эффекта, б – установившееся значение изгибающего момента

При этом стоит отметить, что динамический коэффициент для нижерасположенного ригеля практически не изменился ($K_d^H=1,144$), по сравнению со схемой без перераспределяющих элементов ($K_d^H=1,143$). Это, таким образом, свидетельствует об отсутствии влияния данных систем на элементы, расположенные ниже разрушенного элемента. Особенно учитывая, что суммарные величины изгибающих моментов также практически не изменились. В вышерасположенных элементах, несмотря на некоторое увеличение динамического коэффициента с 1,25 до 1,322, которое связано с увеличившейся жесткостью каркаса, вследствие внедрения горизонтальных

элементов повышенной жесткости, значения изгибающих моментов уменьшились почти в 3 раза. Это является существенным и доказывающим эффективность использования «подвешенных» систем [98], особенно в случае обрушения вертикальных несущих элементов на первых этажах здания (блока).

На основании проведенных динамических исследований, можно сделать вывод, что учет времени разрушения элемента, а также использование динамических методов расчета приводит только к более точной количественной оценке результатов и не влияет на характер изменения напряженного состояния элементов.

Стоит отметить, что в данном случае речь идет об изменении НДС перед началом развития пластических деформаций в конструкциях, которые, учитывая полученные величины напряжений, могут возникнуть в конструкциях здания. При их возникновении действительно произойдет изменение в характере НДС элементов, связанное с дополнительным перераспределением усилий в элементах, вследствие образования пластических шарниров. Однако такое изменение будет актуально для динамического расчета, только в том случае если пластические деформации будут проявляться при значениях больших, чем полученные в статической постановке вопроса. При этом как показали ранее проведенные исследования, образование пластических шарниров в элементах каркаса многоэтажных зданий, наступает при значениях меньших, чем полученных в статической постановке вопроса разрушения. В таком случае влияние дополнительного перераспределения усилий присутствует как в статической постановке, так и в динамической, и, следовательно, качественное изменение в характере НДС элементов здания, при учете динамического эффекта разрушения не наблюдается.

Указанный выше вывод в полной степени подтверждается применением динамических коэффициентов в зарубежных нормах. Поскольку очевидно, что при качественном, а не только количественном влиянии динамического эффекта обрушения, использование квазистатического подхода неприемлемо,

поскольку характер НДС при статическом расчете не будет аналогичен динамическому.

Учитывая сложность динамических расчетов, а также требовательность к вычислительным мощностям ЭВМ, такой расчет можно рекомендовать проводить только как проверочный для расчетных моделей, прочность элементов которых, не будет обеспечена при статическом расчете с коэффициентом запаса 2 и более, что соответствует максимальному возможному динамическому коэффициенту, используемому в настоящее время. Поскольку приведенные выше исследования свидетельствуют, что динамический характер только увеличивает напряжения, поэтому очевидно, что если элементы разрушаются при внутренних усилиях, полученных при статическом расчете, то они также разрушатся и при усилиях, получаемых при динамическом расчете, даже несмотря на наличие некоторого динамического упрочнения, наблюдаемое у всех конструкционных материалов. Таким образом, по аналогии с расчетом по предельным состояниям, учет динамического эффекта разрушения элемента можно отнести ко второй, по степени необходимости группе, за первую – обязательную, принять расчеты в статической постановке.

Стоит отметить, что предложенный ранее конструктивный способ защиты здания является эффективным против первой возможно причины наступления разрушения здания, а именно потеря прочности вертикального несущего элемента. Однако помимо этого существует и вторая вероятная причина – обрушение горизонтальных несущих элементов, например перекрытия или балок, их поддерживающих. При этом такое обрушение, как было установлено в исследовании, также может быть обусловлено, не учитываемым в настоящее время, фактором перенапряжения элементов, расположенных непосредственно под разрушенным элементом. Устранение данного фактора требует дополнительных мероприятий, зависящих от конкретных конструктивных решений. Однако в общем виде, для устранения его негативного влияния, можно использовать принцип, примененный при разработке диафрагмы связи,

обозначенной в разделе 4.1 диссертации, а именно принцип минимизации вертикальных деформаций элементов.

ОСНОВНЫЕ ВЫВОДЫ

Обобщая вышеизложенное, можно сделать следующие выводы по данному разделу четвертой главы диссертации:

1 решение проблемы устойчивости к прогрессирующему обрушению является одной из первостепенных задач надежного проектирования многоэтажных зданий, рассмотрение которой находится в тесной взаимосвязи с изучением формирования НДС систем развитых в вертикальной плоскости, и изучением влияния последовательности возведения, фактора вертикальной податливости, совместной работы диафрагм и рам, как на горизонтальные, так и на вертикальные нагрузки, поскольку не учет указанных факторов, во первых предопределяет высокую вероятность наступления локального повреждения несущего элемента, и во-вторых не позволяет достоверно произвести количественную оценку НДС здания после наступления локального повреждения, при этом ошибка может составлять порядка 50 и более процентов;

2 характер изменения НДС высотных зданий при локальном повреждении вертикального несущего элемента обусловлен: для элементов, расположенных над разрушившемся – изменение их расчетной схемы; для элементов, расположенных под разрушившемся – фактором продольной деформативности вертикальных элементов. А именно, частичным восстановлением деформированного состояния нижерасположенных колонн, вследствие их разгрузки, в результате чего происходит дополнительное смещение опор ригелей, расположенных непосредственно под разрушенным элементом и, следовательно, изменяется их напряженно-деформированное состояние;

3 изменения в НДС элементов расчетной схемы зависит не только от времени разрушения элемента, но и от расположения его по высоте;

4 учет динамических эффектов разрушения элемента, приводит только к количественному изменению напряженного состояния и не влияет на его характер, получаемый при статическом расчете;

5 при проведении расчетов в динамической постановке, необходимо учитывать время обрушения элемента и его расположение по высоте здания, поскольку, данные параметры существенно (более чем на 10%) влияют на динамические коэффициенты;

6 учитывая сложность динамических расчетов, а также требовательность к вычислительным мощностям ЭВМ, динамические расчет целесообразно проводить только как проверочные, для расчетных моделей, прочность элементов которых, будет обеспечена при статическом расчете с коэффициентом запаса 2 и более, что соответствует максимальному возможному динамическому коэффициенту, используемому в настоящее время;

7 предложенный комплексный способ обеспечения прочности и устойчивости высотных зданий посредством внедрения перераспределяющих элементов, эффективно снижает вероятность возникновения прогрессирующего обрушения здания, значительно снижая и локализуя напряжения в элементах, при локальном повреждении одного из них.

4.4 ОСНОВНЫЕ ВЫВОДЫ К ГЛАВЕ 4

На основании проведенного комплексного исследования механизмов формирования напряженно-деформированного состояния высотного здания с рамно-связевой конструктивной схемой, под различными нагрузками, на стадии эксплуатации, как системы развитой в вертикальной плоскости, можно сделать следующие выводы:

1 При составлении расчетных схем, особенно при использовании упрощенных методик расчета, необходимо учитывать продольные деформации элементов, накладывая на расчетную схему соответствующие граничные условия, достаточные для определения продольной деформации вертикальных элементов, а также учитывающие влияние элементов повышенной продольной жесткости на НДС прочих несущих элементов каркаса. Поскольку не учтены указанные деформации может приводить к существенной (более чем в 2 раза) неточности в количественной оценке НДС конструкций.

2 При расчете рамно-связевых систем необходимо учитывать совместную работу элементов повышенной продольной и изгибной жесткости (например, диафрагм) с колоннами, не только на горизонтальные нагрузки, но и на вертикальные нагрузки. Поскольку не учтена указанная особенность работы конструкций может привести к существенным (50 и более процентов) погрешностям в результатах, при этом как в количественной, так и в качественной оценке НДС.

3 Наибольшее влияние диафрагм сказывается на ригели и колонны, расположенные в одной с ней плоскостью. Из-за изгиба диафрагмы, сопровождающегося поворотом ее поперечных сечений и возможности ее работы не только на горизонтальные, но и на вертикальные нагрузки, ригели получают существенные дополнительные напряжения, связанные с различным смещением их опор. При этом, обозначенные дополнительные напряжения, могут превосходить в несколько раз напряжения, полученные при расчете по методикам, учитывающей работу диафрагм лишь на горизонтальные нагрузки. Значительное увеличение изгибающих моментов наблюдается и в колоннах,

особенно верхних ярусов здания, вследствие увеличения изгиба диафрагм, однако в нижних этажах происходит некоторая (10-15 процентов) разгрузка колонн, вызванная совместной работой рам и диафрагм жесткости на вертикальные нагрузки.

4 При сейсмическом или схожем динамическом воздействии кинематического характера необходимо учитывать не только его мощность, но и продолжительность действия, одновременно учитывая, при использовании тех или иных методов расчета, эффекты совместной работы диафрагм и рам не только на горизонтальные, но и на вертикальные нагрузки, в контексте учета их продольной деформативности.

5 При кратковременном воздействии деформации здания в верхних этажах оказываются почти на 50 процентов больше, чем при продолжительном воздействии, то есть наблюдается эффект «кнута».

6 Выявлены основные факторы, влияющие на характер изменения НДС здания, при расчете с учетом возможного прогрессирующего обрушения, а именно изменение расчетной схемы горизонтальных несущих элементов, и влияние фактора вертикальной податливости колонн при их разгрузении, вследствие обрушения вышерасположенного вертикального несущего элемента. Определены зависимости динамического коэффициента от времени разрушения элемента и от расположения его по высоте здания.

7 Доказано, что учет динамических эффектов разрушения элемента, приводит только к количественному изменению напряженного состояния и не влияет на его характер, получаемый при статическом расчете, поскольку как установлено в исследовании, характер НДС элементов несущей системы остается практически неизменным.

8 Предложены на основании исследований конструктивные решения диафрагмы жесткости и каркаса в целом, основанные на исключении их работы на вертикальные нагрузки, путем использования гибких нитей, что позволяет эффективно обеспечить снижение выявленных негативных факторов.

ОСНОВНЫЕ ВЫВОДЫ

Строительство высотных зданий в РФ с каждым годом набирает темпы, и даже, несмотря на экономический кризис 2008 г., актуальность данного типа здания практически не снизилась, а даже наоборот несколько возросла. Объясняется это, прежде всего необходимостью в концентрации различных организаций в одном наиболее экономически благоприятном месте, в так называемых бизнес центрах и многофункциональных комплексов. Как было отмечено, в первой главе диссертации, в настоящее время темпы строительства высотных зданий значительно опережают развитие строительной науки, в частности строительной механики, которая в основном до сих пор была ориентирована на расчеты зданий развитых в плане, а не по высоте. Многие здания повышенной этажности, спроектированы и построены с использованием, частично отредактированных, советских строительных норм, регламентировавших строительство зданий не более 25 этажей. При этом, как было показано в диссертации, напряженно-деформированное состояние высотного здания, как системы развитой в вертикальной плоскости, значительно отличается от зданий нормальной этажности. Это не позволяет использовать традиционные методы строительной механики, разработанные для развитых в плане систем, в частности из-за увеличения роли факторов, опущенных из-за незначительности, в методиках, созданных для традиционных систем.

Следует отметить, что наибольшую опасность для зданий, развитых в вертикальной плоскости, представляет их низкая устойчивость к прогрессирующему обрушению, причем в широком смысле этого понятия. Прежде всего, это связано, с отсутствием достаточного количества перераспределяющих элементов, способных предотвратить или даже исключить обрушение здания, при локальном повреждении несущих элементов, а также с существенным влиянием дополнительных факторов, в меньшей степени проявляющихся в малоэтажных зданиях. Например, вертикальной податливости, влияние истории возведения и других. Поэтому

решение проблемы обеспечения строительной области современными методами расчета высотных зданий, т.е. дальнейшее развитие строительной механики, возможно только при комплексном изучении механизмов формирования НДС систем развитых по вертикали. Что и было убедительно продемонстрировано в диссертации, путем постоянного проведения взаимосвязей между различными этапами строительства и эксплуатации подобных зданий. При этом такой подход в полной мере доказал недопустимость рассмотрения указанной задачи дискретно, поскольку полученные на одних этапах исследования факторы, в той или иной степени проявляли себя на других, определяя при этом степень устойчивости развитых по вертикали систем к прогрессирующему обрушению.

Подводя обобщенный итог проведенным в диссертации исследованиям, выделим основные результаты, наиболее полно отражающие работу:

1 Выявлены основные факторы (жесткость крайнего узла сопряжения ригеля с колонной, продольная податливость вертикальных элементов), влияющие на механизм формирования НДС здания при последовательном возведении, даны рекомендации по определению истинного напряженного состояния элементов, при использовании традиционных расчетных моделей мгновенного расчета расчетной модели, путем включения в традиционную модель дополнительных усилий.

2 Доказана актуальность и необходимость учета фактора продольной деформируемости вертикальных несущих элементов каркаса высотного здания при определении его напряженно-деформированного состояния. Выполнение расчетов без указанного фактора может привести к существенным (более 50%) погрешностям в количественной оценке НДС.

3 Предложена методика расчета, основанная на принципах МКиРТ и встречного исключения (скольжения СЭ), и позволяющая учесть как процесс последовательного возведения, так и различные сторонние факторы, такие как вариация отдельных элементов здания, учет работы их за пределами упругости

и т.д.. Предложенная методика обеспечивает сокращение трудоемкости расчетов по сравнению с традиционным МКЭ.

4 Показана универсальность предложенной методики, путем дополнения его методом шарнирного стержня, позволившем использовать МКиРТ в задачах устойчивости.

5 Исследован характер формирования НДС несущих элементов здания, с учетом включения элементов повышенной продольной и изгибной жесткости (диафрагмы, связи) в работу не только на горизонтальные, но и на вертикальные нагрузки. Выявлены существенные (50 и более процентов) изменения в НДС здания при учете совместной работы диафрагм и рам в вертикальной плоскости, что объясняется влиянием фактора их продольной деформативности, а также дополнительными напряжениями, возникающими в горизонтальных несущих элементах, вследствие дополнительного вертикального смещения их опорных сечений примыкающих к диафрагме, при ее изгибе.

6 Исследован вопрос влияния длительности действия динамической нагрузки кинематического характера, на формирование НДС здания. Выявлено значительное (более чем в 1,5 раза) увеличение деформаций и напряжений при кратковременном действии динамических нагрузок, которое объясняется отсутствием затухания колебаний здания, вследствие их наложения на колебания, вызываемые внешней нагрузкой. Которые, из-за запаздывания включения в колебательный процесс верхних этажей здания, по сравнению с нижними этажами, находятся в противофазе с начавшимися колебаниями. При продолжительном действии динамического воздействия, обозначенное явление интерференции, наоборот, имеет место, что и объясняет уменьшение колебаний, по сравнению с кратковременным динамическим воздействием.

7 Проанализировано формирование НДС элементов высотного здания при локальном повреждении его несущих элементов. Исследование проводилось как в статической, так и в динамической постановках, а также с учетом результатов, полученных на предыдущих этапах. В результате исследования

были определены основные факторы, влияющие на характер изменения НДС здания, при расчете с учетом возможного прогрессирующего обрушения, а именно изменение расчетной схемы горизонтальных несущих элементов, и влияние фактора вертикальной податливости колонн при их разгрузении, вследствие обрушения вышерасположенного вертикального несущего элемента. Второй выявленный фактор до настоящих исследований никем не рассматривался, даже в постановочном аспекте. Также было доказано, что эффекты от динамического характера обрушения элемента приводят лишь к количественному изменению НДС оставшихся конструкций каркаса, и не изменяют его характер.

8 Обосновано, дополнены существующие методы расчета зданий, необходимостью учета таких факторов, как податливость вертикальных несущих элементов, учет совместной работы диафрагм и рам в вертикальном направлении; учет последовательности возведения несущего каркаса.

9 На основании анализа напряженного состояния элементов высотного здания предложены конструктивные рекомендации по повышению общей устойчивости высотного здания с рамно-связевой схемой.

Полученные результаты исследования имеют значительную научно-практическую ценность, являются дальнейшим развитием строительной механике в части совершенствования методов и способов определения НДС наиболее сложных типов зданий – высотных. При этом они отвечают на наиболее проблемные вопросы строительной механики в области достоверного определения НДС систем развитых не только в горизонтальной, но и в вертикальной плоскости, особенно в части определения влияния различных факторов на поведение здания под нагрузками в целом. Дополненный в рамках исследования метод расчета, основанный на МКиРТ, позволяет значительно упростить расчет, благодаря использованию принципа дефрагментирования и представляет собой новый уровень развития МКЭ, который при дальнейшем внедрении может стать основным расчетным методом. Все это позволяет уже в

настоящее время использовать их при проектировании различных зданий и сооружений, причем не только развитых по высоте.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. СНИП II-7-81*. Строительство в сейсмических районах: Строительные нормы и правила. – Введ. 01.01.82, с изм. от 01.01.2000. – М.: Госстрой СССР, 1991. – 50с.
2. СП 31-114-2004. Правила проектирования жилых и общественных зданий для строительства в сейсмических районах: Свод правил. – М.: ФГУП ЦПП, 2005. – 40с.
3. ТСН 31-332-2006. Жилые и общественные высотные здания: Территориальные строительные нормы г. Санкт-Петербург. – СПб.: Прав. СПб, 2006. – 52с.
4. Дарков, А.В. Строительная механика / А.В.Дарков, Н.Н.Шапошников // Изд. Восьмое. –СПб.: Издательство «Лань», 2005. – 656с.
5. Григоршев, С.М. Анализ влияния диафрагм жесткости на формирование напряженно-деформированного состояния многоэтажных рамно-связевых зданий / С.М. Григоршев // Вестник МГСУ, 2011.–№.1.–С.70-78.
6. Перельмутер, А.В. Расчетные модели сооружений и возможность их анализа / А.В.Перельмутер, В.И.Сливкер //– Киев: Изд. «Сталь», 2002.-600с.
7. Сапожников, А.И. Расчет сооружений методом конечных элементов с поэтажным формированием матрицы жесткости / А.И.Сапожников, С.Ф.Горелов // Стр. мех. И расч. соор., 1982. – №4. – С.54–56.
8. Гениев, Г.А. О применении прямого метода вероятностного анализа к задачам оптимизации характеристик надежности железобетонных многопролетных балок при мгновенном отказе отдельных конструктивных элементов / Г.А.Гениев, В.И.Колчунов, А.Н.Дягтерь // Сб. научных трудов ЦРО РААСН, вып.1. М.:2002. – С.32-36.
9. Городецкий, А.С. Расчет и проектирование конструкций высотных зданий из монолитного железобетона: проблемы, опыт, возможные решения и рекомендации, компьютерные модели, информационные технологии / А.С. Городецкий, Л.Г. Батрак [и др.] // – Киев: Факт, 2004 – 106с.

10. Григоршев, С.М. Анализ учета собственных колебаний высотных зданий при действии динамических нагрузок/ С.М.Григоршев, А.И.-Сапожников// Образование, наука и практика в строительстве и архитектуре. Материалы международной научно-практической конференции.– Астрахань: АИСИ, 2007. – С. 73-82.
11. Григоршев, С.М. Анализ необходимости учета последовательности возведения зданий рамной и рамно-связевой конструктивными схемами / С.М.Григоршев // Строительные материалы оборудование и технологии XXI века, 2010.– №.2. – С.35-37.
12. Григоршев, С.М. Динамический анализ влияния собственных и собственных сопутствующих колебаний на характер деформирования высотного здания/ С.М.Григоршев, А.И.Сапожников// Строительные материалы оборудование и технологии XXI века, 2010. – №.1 – С.27-31.
13. Сапожников, А.И. Пространственная работа коротких зданий при сейсмических воздействиях / А.И.Сапожников //Изв. вузов. Строительство и архитектура, 1968. – №11.– С.55–60.
14. Сапожников, А.И. Исследование пространственной работы каркасных зданий при сейсмических воздействиях с учетом действия продольных сил / А.И.Сапожников, В.Вгаскин // Изв. вузов. Строительство и архитектура, 1975. – №12 – С.43-47.
15. Сапожников, А.И. Метод контурных и расчетных точек (МК и РТ) в практике прочностных и деформационных расчетов сложных пространственных сооружений / А.И.Сапожников // Методические указания. – Астрахань: АТИРПХ, 1978. – 56с.
16. Белостоцкий, А.М. Комплексное расчетное обоснование напряженно-деформированного состояния высотных многофункциональных комплексов /А.М. Белостоцкий, Д.К. Каличаева [и др.] // Стр. мех. и расч. соор., 2006. –№6. – С.52–56.
17. Белостоцкий, А.М. Численное моделирование состояния высотных зданий и комплексов в контексте обеспечения безопасности мегаполиса. /

А.М.Белостоцкий // Труды конференции «Особенности проектирования и строительства жилых и общественных высотных зданий СПб: Лен-НИИПроект, 2006. – С.65–67.

18. Галлагер, Р. Метод конечных элементов. Основы / Р.Галлагер // –М.: Мир,1984 – 428с.

19. Бирбраер, А.Н. Расчет конструкций на сейсмостойкость / А.Н.Бирбраер // –СПб.: Наука, 1998. – 255с.

20. Обозов, В.И. Анализ динамических характеристик крупнопанельных зданий по экспериментальным данным / В.И.Обозов, Г.В.Мамаева // Стр. мех. и расч. соор., 2007. – №2. – С.41–48.

21. Олтаржевский, В.К. Строительство высотных зданий в Москве / В.К. Олтаржевский // – М: Гос-строиздат, 1953. – 216с.

22. Пэйфу, С. Проектирование современных высотных зданий. С.Пэйфу // Пер. с китайского / под ред. – М.: АСВ, 2008. – 469 с.

23. Остроумов, Б.В. Оснащение высотных сооружений из металла гасителями колебаний / Б.В. Остроумов // Промышленное и гражданское строительства. - 2002. - №6. - С. 13-15.

24. Еремеев, П.Г. Предотвращение лавинообразного обрушения несущих конструкций уникальных большепролетных сооружений при аварийных воздействиях / П.Г.Еремеев // Стр. мех. и расч. соор., 2006. – №2. – С.65–72.

25. Рафайнер, Ф. Высотные здания: Объемно-планировочные и конструктивные решения. Сокр. пер. с нем / Ф.Рафайнер // – М.: Стройиздат, 1982. – 180 с.

26. Рекомендации по защите высотных зданий от прогрессирующего обрушения. – М.: Москомархитектура, 2006. – 34с.

27. Жилов, В. Высотное строительство — не дань моде, а новая эпоха развития страны [Электронный документ] / В.Жилов // РФ сегодня – 2007. – №16. URL (дата обращения:17.02.2008).

28. Иванова, Е. К. Многоэтажные и высотные здания / Е.К.Иванова // – М.: Знание, 1979. – 64с.

29. Бродач, М.М. Инженерное оборудование высотных зданий / под общ. ред. М.М. Бродач // – М.: АВОК-ПРЕСС, 2007. – 320 с.
30. Конструктивные решения высотных зданий за рубежом. – М.: ЦНТИ, 1969.
31. Кузнецова, Г. Москва поднимает планку. Проблемы и перспективы высотного домостроения / Г.Кузнецов // URL: <http://www.knowhouse.ru/avtor/Vysotky.html>(дата обращения: 21. 08.2010).
32. Жилов, В. Высотное строительство — не дань моде, а новая эпоха развития страны [Электронный документ] / В.Жилов // РФ сегодня – 2007. – №16. URL (дата обращения:17.02.2008).
33. Кузнецова, Г. Москва поднимает планку. Проблемы и перспективы высотного домостроения / Г.Кузнецов // URL: <http://www.knowhouse.ru/avtor/Vysotky.html>(дата обращения: 21. 08.2009).
34. Егупов, В.К. Расчет зданий на сейсмические воздействия / В.К.Егупов. Т.А.Командрина // – Киев: Изд. Будивельник, 1969 – 211с.
35. Сапожников, А.И., Григоршев С.М. Влияние диафрагм жесткости на формирование напряженно-деформированного состояния каркасных зданий / А.И.Сапожников // Изв. вузов. Строительство, 2009. – №.11/12 – С.108-113.
36. Мкртычев, О.В. Исследование реакции высотного здания на сейсмические воздействия / О.В.Мкртычев, Е.С.Мясникова // Стр. мех. и расч. соор., 2009. – №1. – С.38–40.
37. Мкртычев, О.В. Моделирование сейсмического воздействия в виде случайного процесса методом канонического разложения/ О.В.Мкртычев, Г.А.Джинчвелашвили // Сборник докладов, 3-я науч.-практич. конференция, МГСУ, 2009. – С.79–84
38. Koh T., Takase H., Tsugaura T. Torsional problems in a seismic design of high rise buildings. – Proc. FWCEE, 1969.
39. Mononobe N., Notes on the Vertical Motion of an Earthquake on the Vibration of Structures // Journ. of the Civ. Eng. Soc., Tokyo, – 1924. – P. 38-44.

40. Michael A. Caldarone. High-strength concrete: a practical guide. – New York: Taylor & Francis, 1990. – 252 p.
41. Григоршев, С.М. Обеспечение устойчивости к прогрессирующему обрушению каркасных многоэтажных зданий / С.М.Григоршев // Строительные материалы оборудование и технологии XXI века, 2010. – №.6 – С.40-41.
42. Davison B. Graham W. Owens. Steel Designers' Manual. 6th Edition. – London: Blackwell Publishing, 2003. – 1321 p.
43. Белостоцкий, А.М. Численное моделирование состояния высотных зданий и комплексов в контексте обеспечения безопасности мегаполиса. / А.М.Белостоцкий // Труды конференции «Особенности проектирования и строительства жилых и общественных высотных зданий СПб: Лен-НИИПроект, 2006. – С.65–67.
44. Бродач, М.М. Инженерное оборудование высотных зданий / под общ. ред. М.М. Бродач // – М.: АВОК-ПРЕСС, 2007. – 320 с.
45. СНиП 2.01.07-85*. Нагрузки и воздействия: Строительные нормы и правила. – М.: Госстрой СССР, 1988. – 36с.
46. Щукина, М.Н. Современное высотное строительство/ М.Н.Щукина, Ю.Г.Граник.// Проектирование высотных зданий - Москва 2007-С.144-147.
47. Шуллер, В. Конструкции высотных зданий / В.Шуллер //– М.: Стройиздат, 1979 –248с.
48. Энгель, Х. Несущие системы / Хайно Энгель // предисл. Ральфа Рапсона; пер. с нем. Л.А. Андреевой. - М.: АСТ: Астрель, 2007. – С.267-271.: ил
49. Козак, Ю. Конструкции высотных зданий / Ю.Козак // М. : Стройиздат, 1986. 307 с.
50. Бродач, М.М. Инженерное оборудование высотных зданий / под общ. ред. М.М. Бродач // – М.: АВОК-ПРЕСС, 2007. – 320 с.
51. Реттер, Э. И. Архитектурно-строительная аэродинамика / Э.И.Реттер // М., 1984.

52. Тимошин, В.С. Влияние изменений действующего законодательства на обеспечение пожарной безопасности объектов строительства в Москве / В.С.Тимошин // Жилищное строительство. 2007. № 12. С. 10–13.
53. Ханджи, В.В. Расчет многоэтажных зданий со связевым каркасом / В.В.Ханджи // М., Стройиздат, 1977, 187с.
54. Кулешев, Н. Высотные здания Москвы / Н.Кулешев, А.Позднев // – М.: Моск. рабочий, 1954. – 220с.
55. Маклакова, Т.Г. Высотные здания. Градостроительные и архитектурно-конструктивные проблемы проектирования / Т.Г.Маклакова // Монография. – М.: «АСВ», 2006.– 160с.
56. Байков, В.Н. Железобетонные конструкции / В.Н.Байков, Э.Е.Сигалов // Общий курс. – М.: Стройиздат, 1985. – 728с.
57. Ржаницын, А.Р. Строительная механика / А.Р.Ржаницын //– М.: Высшая школа, 1991. – 440с.
58. ТСН 31-332-2007. Жилые и общественные высотные здания: Территориальные строительные нормы г. Санкт-Петербург. – Прав. СПб, 2007. –52с.
59. МГСН 4.19-2005. Многофункциональные высотные здания и комплексы. Временные нормы и правила – М.: ОАО ЦНИИЭП жилища, 2006. – 126с.
60. Сапожников, А.И. Основы конструирования и обеспечения карсто-сейсмоустойчивости многоэтажных зданий /А.И.Сапожников// – Астрахань: АИСИ, 2001. –108с.
61. Сапожников, А.И. Метод контурных и расчетных точек при расчетах соединений / А.И.Сапожников // Стр. мех. и расч. соор., 1980-№5.–С.59-61.
62. Асамбеков, Х.А. Исследование работы замоноличенных сборных железобетонных перекрытий сейсмостойких жилых зданий / Х.А.Асамбеков // Методы расчета зданий и сооружений на сейсмостойкость, 1958. –С.48–56.
63. Айзенберг, Я.М. Сейсмический риск / Я.М Айзенберг //Экономические и неэкономические оценки. Стр. мех. и расч. соор., 1982. – №4.– С.4-8.

64. Сапожников, А.И. Теория расчета совместной работы подъемно-транспортного оборудования и удерживающих сооружений / А.И. Сапожников // Рус. Деп. в ВИНТИ. – Астрахань: АИСИ, 2004 – 152с.
65. Иванов, А. Расчёт плоских перекрытий монолитных зданий с учётом трещин и неупругих деформаций / А.Иванов, А.С.Махно // ПГС. – №1, 2003. – С. 50-51.
66. Иванов, А. Особенности расчёта и конструирования каркасных монолитных многоэтажных зданий / А.Иванов // Бетон и железобетон. – №3, 2003. – С. 14-18.
67. Гарагаш, Б.А. Надежность пространственных регулируемых систем «основание-сооружение» при неравномерных деформациях основания / Б.А.Гарагаш // В 2-х томах. Том 1 – Москва: Издательство АСВ, 2012.-416с.
68. Шимкович, Д.Г. Расчет конструкций в MSC/Nastran for Windows / ДюГ.Шимкович //– М.: ДМК Пресс, 2003. – 448с.
69. Григоршев, С.М. Анализ необходимости учета последовательности возведения зданий рамной / С.М.Григоршев // Строительные материалы оборудование и технологии XXI века, 2010.– №.2. – С.35-37.
70. Бондаренко, В.М. Предыстория и конструктивная безопасность зданий и сооружений / В.М.Бондаренко // Изв. вузов. Строительство.–2000.– №2 – С. 8-13.
71. Сапожников, А.И.Учет последовательности возведения зданий различной конструктивной схемы / А.И.Сапожников , С.М.Григоршев // Изв. вузов. Строительство, 2010. – №.2. – С.96-105.
72. Завьялова, О.Б. Учет последовательности монтажа конструкций при расчете усилий в рамных системах / О.Б.Завьялова // Изв. вузов. Строительство, 2009. – №2.– С.115-122.
73. Сапожников, А.И. Скользящие и расширяющиеся суперэлементы в расчетах прочности, устойчивости и колебаний упругих систем / А.И. Сапожников // – Астрахань: АИСИ, 1998. – 43с.

74. Сапожников А.И. Строительная механика. Расчеты конструкций матричными методами / А.И.Сапожников, В.И.Сутырин // – Астрахань: АИСИ, 2000. – 202с.

75. Руководство по расчету многоэтажных зданий панельно-блочной и объемно-блочной конструктивных схем с учетом пространственной работы – М.: Стройиздат, 1984. – 101с.

76. Реттер, Э. И., Стриженов С. И. Аэродинамика зданий / Э.И.Реттер, С.И.Стриженов // М., 1968.

77. Сапожников, А.И., Григоршев С.М. Влияние диафрагм жесткости на формирование напряженно-деформированного состояния каркасных зданий / А.И.Сапожников // Изв. вузов. Строительство, 2009. – №.11/12 – С.108-113.

78. Киселев, В.А. Строительная механика. Спец. курс. Динамика и устойчивость сооружений / В.А.Киселев // – М.: Изд. Лит. по строительству, 1964. – 332с.

79. Алявдин, П.В. Особенности работы несущих каркасов многоэтажных гражданских зданий при действии вертикальных и горизонтальных нагрузок / П.В.Алявдин, А.И.Мордич, В.Н.Симбиркин // II Белорусский конгресс по теоретической и прикладной механике «Механика-99». – Мн.: БелНИИС, 1999. – 204 с.

80. Дроздов, П.Ф.Проектирование и расчет многоэтажных гражданских зданий и их элементов / П.Ф.Дроздов, М.И.Додонов, Л.Л.Панышин, Р.Л.Саруханян // – М.: Стройиздат, 1986. – 351с.

81. Байков, В.Н. Железобетонные конструкции / В.Н.Бойков, Э.Е.Сигалов // Общий курс. – М.: Стройиздат, 1985. – 728с.

82. Шаблинский, Г.Э.Идентификация расчетных схем сооружений на основе экспериментальных исследований / Г.Э.Шаблинский, Г.А. Джинчвелашвили, А.В.Васильев // Стр. мех. и расч. соор., 2008. – №6. – С.68–73.

83. Цыглер, Г. Основы теории устойчивости конструкций. – М.: Мир, 1971. –192с.

84. Сапожников, А.И. Расчёт сейсмостойкости и конструирование железобетонной колоннады, удерживающей здание / А.И.Сапожников // Изв. вузов. Строительство, 2001.– №5. – С.125-129.
- 85.Хайдуков, Г.К. Железобетонные конструкции высотных зданий: Проблемный доклад / Г.К.Хайдуков, Е.Н.Богданова // Строительство и архитектура; ВНИИНТПИ. –М., 2003. – С. 85-88.
86. Дарков, А.В. Строительная механика / А.В.Дарков // Изд. Восьмое. – СПб.: Издательство «Лань», 2005. – 656с.
87. Болотин, В.В. Случайные колебания упругих систем / В.В.Болотин // – М.: Наука, 1979. –336с.
88. Галлагер, Р. Метод конечных элементов. / Р.Галлагер // –М.: Мир,1984 – 428с.
89. Уломов, В.И. Низкочастотные сейсмические воздействия на высотные здания в г. Москве от далёких очагов сильных землетрясений/ В.И. Уломов // Труды Конференции Москомархитектуры 21-22 ноября 2007 г.
90. Taipei 101 from Wikipedia, the free encyclopedia [Электронный ресурс]. URL: http://en.wikipedia.org/wiki/Taipei_101 (дата обращения 06.10.2009).
91. Снитко, Н.К. Строительная механика / Н.К.Снитко // – М.: Высшая школа, 1980. – 413с.
92. Харланов, В.Л. Численное исследование высоковязких демпферов в элементах сейсмоизоляции / В.Л.Харланов // Стр. мех. и расч. соор., 2006. – №3. – С.35–38.
93. Burnett E.F.P. The avoidance of progressive collapse: Regulatory approaches to the problem. – Gaithersburg: National bureau of standarts, MD 20899, 1975.
94. Райзер, В.Д. Анализ надежности эксплуатируемых конструкций сооружений / В.Д.Райзер // Стр. мех. и расч. соор., 2006. – №6. – С.33–38.
95. СТО 008-02495342-2009 Предотвращение прогрессирующего обрушения железобетонных монолитных конструкций зданий. – М.: ОАО «ЦНИИ-Промзданий», 2009. – 21с.

96. Ржаницын, А.Р. Строительная механика / А.Р.Ржаницын //– М.: Высшая школа, 1991. – 440с.

97. UFC 4-023-03.Unified Facilities Criteria (UFC).Design of Buildings to Resist Progressive Collapse [Text].–Department of Defense USA, 2010.–176 p.

98. Рекомендации по защите монолитных жилых зданий от прогрессирующего обрушения. – М.: Москомархитектура, 2005. – 38с.

УДК-69.07

КОНСТРУКТИВНЫЕ РЕШЕНИЯ УНИКАЛЬНЫХ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

В. В. Леденев, А. Чхум

ФГБОУ ВПО «Тамбовский государственный технический университет», г. Тамбов

Рецензент д-р техн. наук, профессор В. П. Ярцев

Ключевые слова и фразы: аэродинамические характеристики; высотное здание; компьютерное моделирование; конструктивная схема рамно-связевого каркаса; несущий элемент; экспериментальные исследования.

Аннотация: дан анализ конструктивных решений уникальных зданий и сооружений, применяемых в мировой практике. Рассмотрены нагрузки и воздействия на конструкции и связи. Приведены современных методы расчета на прочность, устойчивость и жесткость. Описана роль и конструкции диафрагм. Изложены способы и результаты экспериментальных исследований, в том числе, в аэродинамической трубе. Описаны данные численного компьютерного моделирования. Обращено внимания на предотвращения прогрессирующего разрушения.

Введение

Высотные здания имеют свою специфику, существенно отличающую их от обычных зданий [1]. Для проектирования вертикальной несущей системы решающими нагрузками являются: собственный вес, динамическая нагрузка и ветер[2], образуют силу, которые совместно на фундамент. Чем ближе направление силы к горизонтальной плоскости, тем труднее ее отводить (рис. 1).

Предлагается варианты компоновки связи с использованием: гибких элементов (канаты, тросы); механизмов; благодаря которым исключается возможность появления сжимающих усилий в раскосах диафрагмы [3, 4].

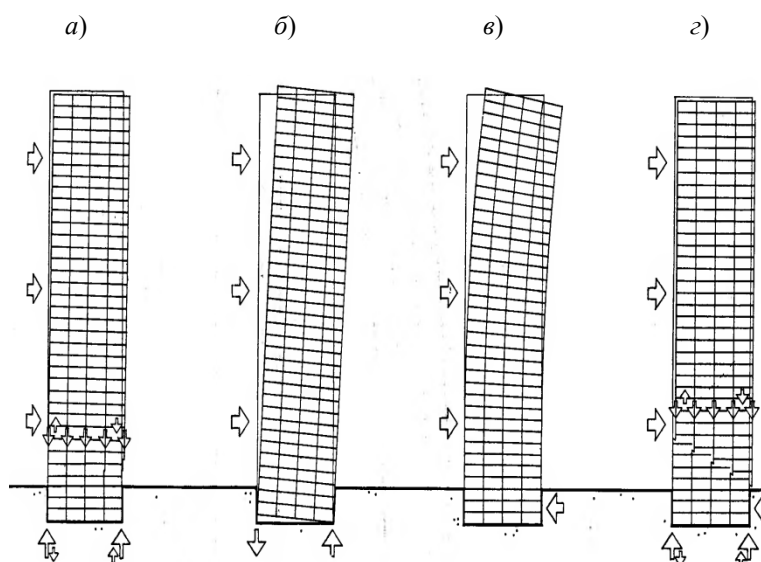


Рис. 1. Критические нагрузки и деформации:
 а – силы сжатия; б – опрокидывающие моменты;
 в – изгибающие моменты; з – поперечные силы

По первому варианту элементы связи изготавливаются из гибких материалов – тросов или канатов, имеющих малую изгибную жесткость и следовательно, незначительную устойчивость к сжимающим нагрузкам. В результате элементы данной связи не будут работать на сжатие, так как не имеют достаточной жесткости и устойчивости к обеспечению своего положения в равновесии. При возникновении растягивающих усилий, и действии горизонтальных нагрузок, диагональные элементы связи (канаты) будут включаться в работу, увеличивая тем самым изгибную жесткость рамы в целом (рис. 2).

Рамно-связевая система: система, состоящая из рам (каркаса) и вертикальных диафрагм, стен или ядер жесткости и воспринимающая горизонтальные и вертикальные нагрузки. При этом горизонтальная и вертикальная нагрузки распределяют между рамами (каркасами) и вертикальными диафрагмами (и другими элементами) в зависимости от соотношения жесткостей этих элементов.

Диафрагма- сплошной или решётчатый элемент пространственной конструкции, способствующий увеличению её жёсткости.

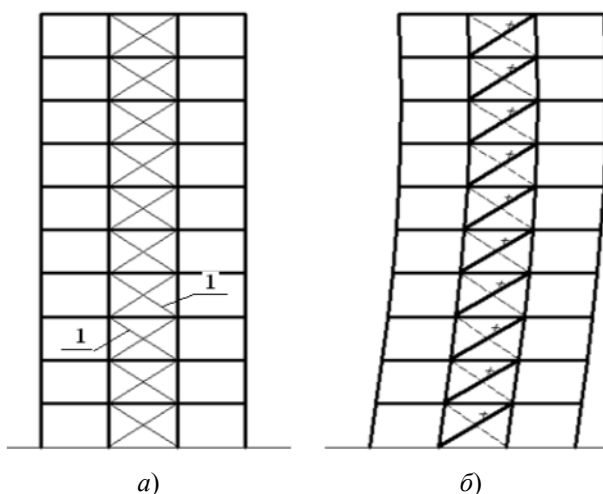


Рис. 2. Компонвочная (а), и деформированная схема (б)
1 – канаты (тросы)

Следует отметить, что применение второго варианта компоновки связи, может быть оправдано только в случае невозможности использования первого варианта или для зданий небольшой этажности (9 – 12 этажей), поскольку исключения связи, основанный на применение механизмов, более трудоемок и сложен как при изготовлении, так и в процессе монтажа. Кроме того, он имеет меньшую долговечность ввиду истираемости контактирующих в шарнире стальных элементов. Таким образом, для высотных зданий шарнирный узел второго варианта, необходимо проектировать из высокопрочных и износостойких сталей или сплавов, что удорожает общую конструкцию диафрагмы. Единственное достоинство данного решения заключается в применении привычных материалов, однако, учитывая более высокую сложность механизмов шарниров связи, первый вариант для зданий выше 12 этажей, представляется на более эффективным. На основании выше более сказанного можно выделить основные достоинства диафрагмы в канатном исполнении:

- экономичность, достигаемая использованием высокопрочных канатов;
- незначительная трудоемкость и простота установки;
- возможность оптимального конструирования диафрагмы по высоте, достигаемое уменьшением сечений канатов или изменением их количества в зависимости от нагрузок и от высоты здания, так как известно, что оптимальная конфигурация диафрагмы это та, которая имеет большую жесткость (более развита) у основания здания;
- из-за исключения возможности восприятия вертикальных сжимающих усилий элементами связи, исчезает негативный эффект «подвисания» смежных с диафрагмой колонн, и, как следствие, работа ригелей становится практически независимой от разности осадок колонн и диафрагмы;
- простота подбора сечений канатов обеспечиваемой простотой работы связи как обычной раскосной фермы;
- быстрота устройства связи и ее ремонтпригодность. Низкие финансовые затраты при эксплуатации здания.

Следует отметить, что предложенное конструктивное решение диафрагмы жесткости основано на комплексных научных исследованиях влияния диафрагм жесткости на напряженно-деформируемое состояние (НДС) каркаса здания и является их прикладной реализацией.

1. Аэродинамические характеристики здания.

С точки зрения аэродинамики высотные здания представляют собой типичные плохообтекаемые объекты среднего относительного удлинения ($H/D = 3 \dots 6$), где H – высота здания, м; D – длина здания, м. На рисунке 3 схематично представлена картина ветрового течения около одного из таких сооружений, его средняя скорость ветрового потока $V(z)$ в приземном слое,

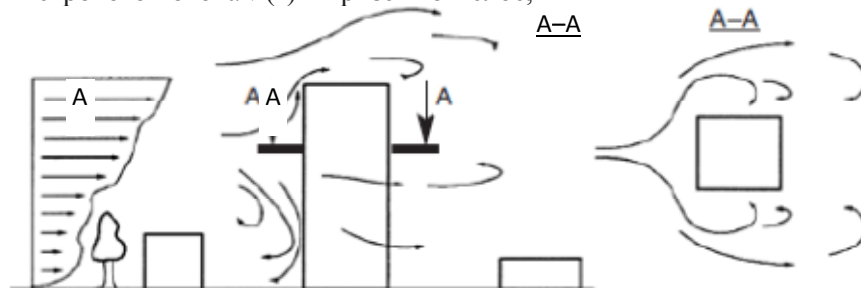


Рис. 3. Схема обтекания ветровым потоком высотного здания

толщина которого более 300 м, возрастает с высотой z над уровнем подстилающей поверхности [5, 6]. Течение с наветренной стороны здания характеризуется наличием нисходящих потоков в нижней части фасада, у подветренной стороны происходит сильное понижение давления. Возникающие возвратно-циркуляционные зоны у подветренной и боковых сторон здания являются переменными во времени, что приводит к дополнительным динамическим нагрузкам на ограждающие конструкции здания [5, 7].

Давление на поверхности здания выражают в безразмерном виде через аэродинамический коэффициент давления C_p

$$C_p = \frac{p - p_0}{0,5\rho V_0^2}, \quad (1)$$

где p – давление в точке на поверхности здания; p_0 – атмосферное давление, Па; ρ – плотность воздуха, кг/м³, Па; V_0 – характерная скорость потока «на бесконечности» вне области распространения возмущений, связанных с обтеканием здания, м/с.

В ряде случаев в качестве характерной для всего здания берется скорость невозмущенного ветрового потока на максимальной высоте здания, то есть принимается $V_0 = V(H)$.

В других случаях, например в [8,9], подразумевается, что $V_0 = V(z)$, то есть берется скорость настилающего ветрового потока на уровне $z = H$ (z – расстояние от поверхности земли) для точки фасада, в которой определяется давление p (1). Следует подчеркнуть, что само по себе числовое значение аэродинамического коэффициента C_p без указания способа определения V_0 не позволяет судить о действительном ветровом воздействии. При определении V_0 всегда указывают дополнительные условия. Изменение скорости ветра по высоте в приземном пограничном слое означает, что набегающий ветровой поток изначально является завихренным, поэтому даже в простейшем приближении, применяя уравнение Бернулли

$$p + \frac{1}{2}\rho V^2 = \text{const}, \quad (2)$$

Надо учитывать, что правая часть является константой только вдоль линий тока, а не во всем пространстве. Представление этой константы [7] в виде

$$p + \frac{1}{2}\rho V^2 = p_0 + \frac{1}{2}\rho V_0^2, \quad (3)$$

и последующее преобразование (1) с использованием (3)

$$C_p = \frac{0,5\rho(V_0^2 - V^2)}{0,5\rho V_0^2} = 1 - \left(\frac{V}{V_0}\right)^2, \quad (4)$$

Методы, используемые для расчетов нагрузок при проектировании зданий, можно разбить на три основных класса:

- приближенные инженерные методики расчета,
- методы экспериментального моделирования,
- методы численного моделирования.

Каждый из методов обладает как преимуществами, так и недостатками, поэтому целесообразно использовать их сочетание.

2. Теоретическое обоснование инженерных методик.

Приближенные инженерные методики базируются на известных данных о характеристиках приземного пограничного слоя, а также на различных экспериментальных и теоретических сведениях о свойствах обтекания тел воздушным потоком, выраженных в виде таблиц коэффициентов.

Для практического применения таких методик к высотным зданиям требуются дополнительные исследования по определению параметров, учитывающих специфику конкретного объекта

Турбулентная нестационарная природа ветрового потока, а также возникающие в процессе обтекания сооружения периодические вихревые структуры, приводят к тому, что значения аэродинамического коэффициента давления также меняются во времени. Поэтому внешнее давление на поверхности фасадов и покрытий характеризуется средним значением и пульсационной составляющей.

Физическая природа пульсаций давления определяется двумя основными факторами. Во-первых, наличием в настиляющем ветровом потоке естественных турбулентных колебаний скоростного напора (пульсации первого рода); во-вторых, образованием и нестационарным срывом вихрей при обтекании фасадов здания (пульсации второго рода).

В существующих строительных нормах при определении аэродинамических характеристик применяется так называемый квазистационарный подход. Изменение давления (по отношению к атмосферному) в точке поверхности фасада здания записывается как

$$p(t) = 0,5C_{p0}\rho V(t)^2, \quad (5)$$

где C_{p0} – некоторый квазистационарный коэффициент давления при постоянной скорости, соответствующей среднему значению $V(t)$; t – температура поверхности воздуха, °C.

Раскладывая $V(t)$ на среднюю и пульсационную составляющие, получаем

$$p(t) = 0,5C_{p0}\rho [\bar{V} + v'(t)]^2 = 0,5C_{p0}\rho [\bar{V}^2 + 2\bar{V}v'(t) + v'(t)^2], \quad (6)$$

$$v'(t) = v'_1(t) + v'_2(t)$$

где v'_1 и v'_2 – первичные и вторичные пульсационные составляющие соответственно. По природе своей первичные пульсации, присущие набегающему ветровому потоку, являются одной из его характеристик. Возникновение вторичных пульсаций связано с нестационарным обтеканием строительного сооружения и теми возмущениями, которые вносят в поток выступающие остроугольные грани строительного объекта. Отсюда среднее по времени значение давления

$$\bar{p} = 0,5C_{p0}\rho [\bar{V}^2 + \sigma_u^2], \quad \sigma_u^2 = \left\{ \frac{1}{T} \int_0^T [V(t) - \bar{V}] dt \right\}^2, \quad (7)$$

где σ_u – среднее квадратическое отклонение; T - продолжительность появления скоростей ветра V .

Для малой турбулентной интенсивности значение дисперсии мало по сравнению с квадратом среднего.

Тогда значение квазистационарного коэффициента давления C_{p0} приблизительно равно среднему значению коэффициента давления:

$$\bar{p} \cong 0,5C_{p0}\rho \bar{V}^2. \quad (8)$$

Путем вычитания из обеих частей выражения (6) соотношения для средней составляющей ветрового давления (8) приходим к выражению для пульсации давления:

$$p'(t) = 0,5C_{p0}\rho [2\bar{V}v'(t) + v'(t)^2]. \quad (9)$$

Пренебрегая дисперсией ($v'(t)^2$ (второй член в квадратных скобках) и взяв среднее, получаем выражение, связывающее среднее квадратическое отклонение давления со средним квадратическим отклонением скорости:

$$\bar{p}' \cong \bar{C}_{p0}\rho \bar{V} \bar{v}'. \quad (10)$$

Если использовать обозначения СНИП [8], то с учетом того, что

$$w_0 = 0,61V_{10}^2 = 0,5\rho V_{10}^2; w_m = w_0 k(z) \bar{C}_p = 0,5\rho \bar{V}^2 \bar{C}_p,$$

где w_0 - расчетное значение ветрового давления; w_m - расчетное значение средней составляющей ветровой нагрузки; V_{10} - численно равно скорости ветра, м/с, на уровне 10 м над поверхностью земли

для местности типа А, соответствующей 10-минутному интервалу осреднения и превышаемой в среднем раз в 50 лет (если техническими условиями, утвержденными в установленном порядке, не регламентированы другие периоды повторяемости скоростей ветра). [8], k – коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления по высоте. выражение (10) можно преобразовать

$$\overline{p'} \cong \overline{C_p} \rho \overline{V} \overline{v'} = \frac{\overline{C_p} \rho \overline{V}^2 \overline{v'}}{\overline{V}} = w_m \frac{2\overline{v'}}{\overline{V}}, \quad (11)$$

где $v'/\overline{V} = 1$ есть не что иное, как определение интенсивности турбулентных пульсаций ветрового потока. Соотношение (11) аналогично выражению для пульсационной составляющей ветровой нагрузки по [8]:

$$w_p = w_m \zeta(z), \quad (12)$$

где w_p – расчетное значение пульсационной составляющей ветровой нагрузки; $\zeta(z)$ – коэффициент, учитывающий изменение пульсаций давления ветра с высотой z , представленный в [8]: в табличном виде для трех основных типов шероховатости подстилающей поверхности.

3. Физическое моделирование в аэродинамической трубе. *Физическое моделирование* означает, что используется аэродинамическая установка, оснащенная средствами формирования задаваемых профилей воздушного потока и параметров его турбулентности, а также средствами измерения средних и пульсационных составляющих давления по всей поверхности исследуемого объекта. При этом сам объект и окружающие его соседние сооружения воспроизводятся на моделях в масштабе, допускающем их размещение в рабочей части аэродинамической трубы, то есть от 1:500 до 1:100. При моделировании необходимо выполнить ряд условия: геометрическое подобие; подобие структуры потока в аэродинамической трубе заданным ветровым режимам; моделирование ситуационного плана в области радиуса r до $3H$. Однако полное аэродинамическое подобие все равно недостижимо, в частности невозможно обеспечить натурные числа Рейнольдса

$$Re = \frac{\rho V L}{\mu}, \quad (13)$$

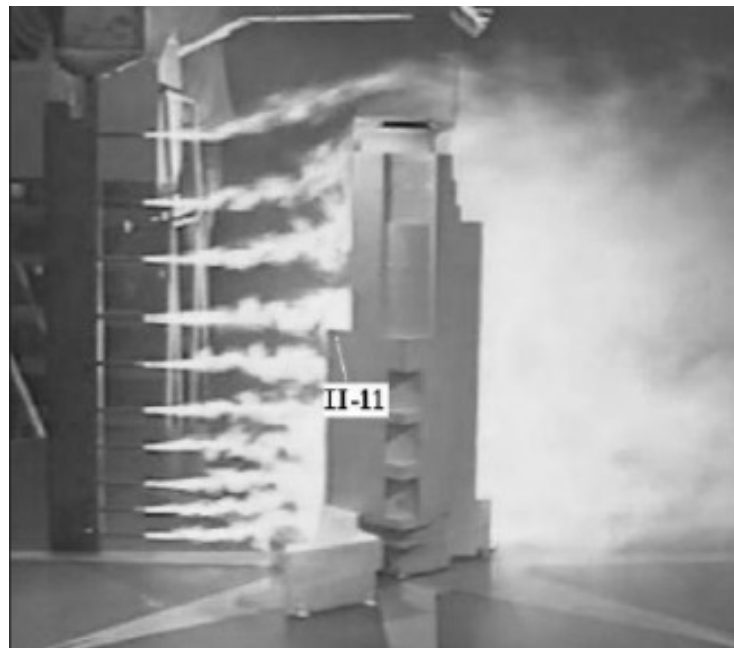
где L – характерный линейный размер сооружения, м; μ – динамическая вязкость воздуха, Па·с (при температуре 20 °С $\mu = 1,8 \cdot 10^{-5}$ Па·с). Число Рейнольдса является критерием подобия аэродинамических процессов. В любом испытании модели здания в аэродинамической трубе число Re будет на два порядка меньше, чем в натуральных условиях, поскольку линейные размеры модели будут на два порядка меньше линейных размеров здания. Поэтому принимают различные гипотезы об автомодельности по числу Рейнольдса, по крайней мере, – начиная с $Re = 106$ и выше.

На рисунке 4 показан пример экспериментального определения в аэродинамической трубе НИИ механики МГУ аэродинамических характеристик макета высотного здания ($H = 188$ м). Струйки дыма визуализируют картину обтекания; датчики давления, расположенные в 120 дренажных точках на фасадах, позволяют определять распределение аэродинамического коэффициента C_p ; шестикомпонентные электро-механические весы измеряют результирующие силы и моменты суммарного ветрового воздействия на сооружение при различных азимутах ветра.

В данном случае полученные значения коэффициента давления C_p в зависимости от направления ветра изменяются в основном от +1 до -1,5. При этом на фасадах в окрестности острых выступов среднее значение указанного коэффициента может достигать $C_p = -2,5$ и ниже (см. рис. 4, б), а в некоторых точках кровли $C_p = -3,0$.

На рисунке 4, в приведены результаты весовых испытаний макета здания по определению лобового сопротивления. Измерена интегральная сила сопротивления C_x в зависимости от угла атаки и интенсивности турбулентности набегающего потока. Установлено, что интенсивность турбулентных пульсаций оказывает слабое влияние на среднее по времени интегральное значение силы лобового сопротивления.

На рисунке 5 проиллюстрирован пример трехмерного расчета мгновенного распределения давления по фасадам здания, представлены результаты компьютерного моделирования ветровых воздействий на высотное здание. Результаты компьютерного моделирования позволяют выделить на фасаде зоны с наибольшим ветровым воздействием на ограждающие конструкции. Мгновенные значения C_p значительно превосходят значения СнИП [8], что указывает на существенность учета вторичных пульсаций.



а)

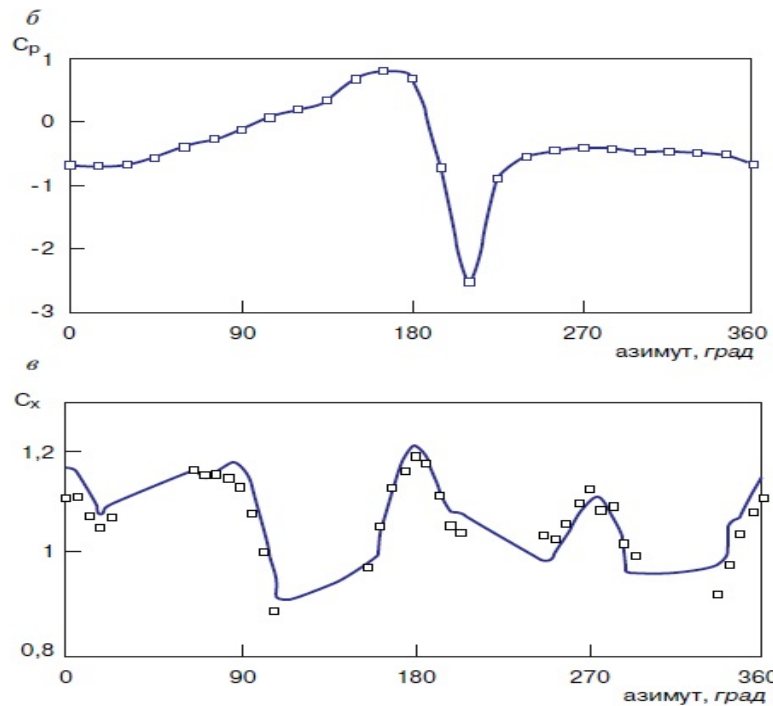
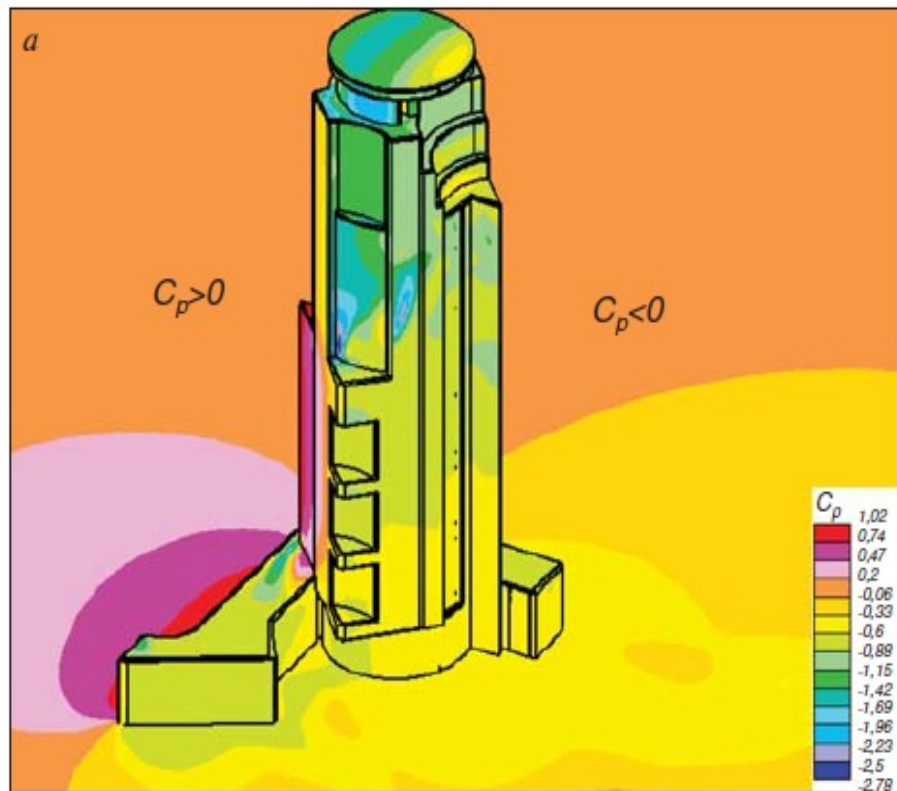
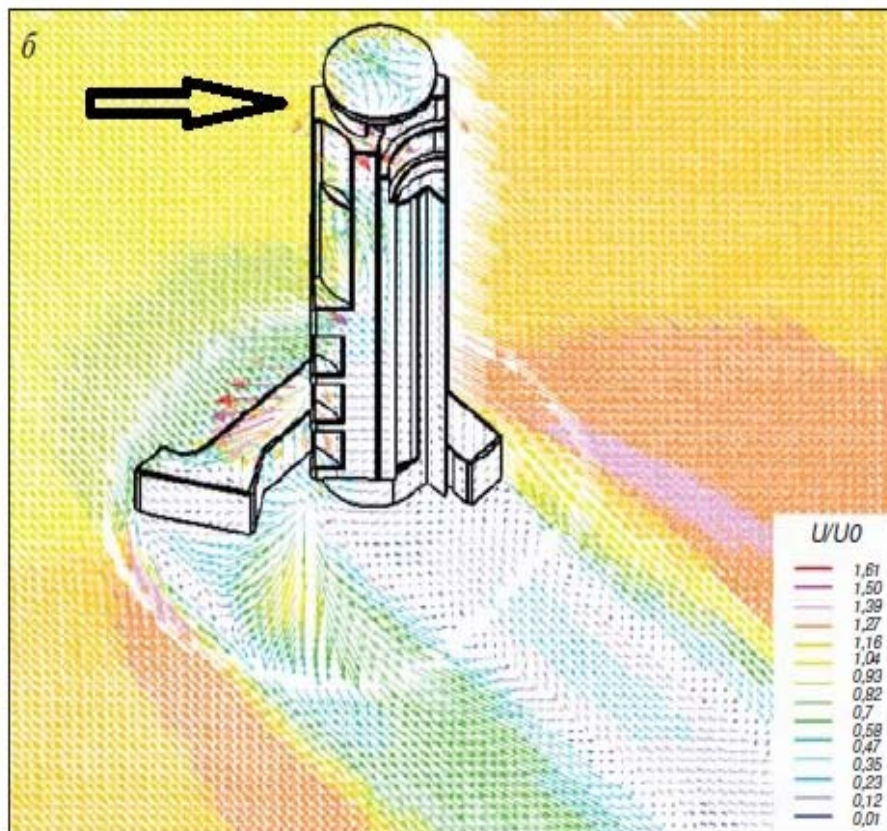


Рис. 4. Экспериментальное определение аэродинамических характеристик макета высотного здания:

а – дымовая визуализация обтекания здания; б – C_p в зависимости от направления ветрового потока, по результатам дренажных измерений в точке П-11 на рис. 4, а;
 в – аэродинамический коэффициент лобового сопротивления по результатам весовых испытаний при интенсивности турбулентности 0,2 % (кривая), 2 % (значки)



a)



б)

Рис. 5. Результаты численного моделирования трехмерного обтекания здания (поток ветра слева направо):
 а – мгновенное распределение C_p на поверхности фасадов;
 б – мгновенные направления потоков вблизи здания

Заключение

Анализ несущих систем высотных зданий, построенных по всему миру, показывает, что их конструктивные и компоновочные решения зависят, главным образом, от высоты объекта. Однако существенное влияние на выбор конструктивной схемы оказывают и такие факторы, как сейсмическая активность района строительства, инженерно-геологические условия, атмосферные и в первую очередь ветровые воздействия, архитектурно-планировочные требования. В каждом конкретном случае инженер принимает техническое решение в соответствии с требованиями, установленными международными или национальными стандартами, нормами проектирования или другими руководящими документами, с учетом собственного опыта и интуиции. Физическое и компьютерное моделирование основано на ряде предположений общего характера, а из нормативных документов требуется лишь информация о задаваемых характеристиках исходного ветрового потока. При определении ветровых нагрузок на высотные здания целесообразно сочетать оба этих метода, поскольку они дополняют друг друга и позволяют вносить необходимые уточнения при определении нагрузок на фасадных зданий.

Список литературы

1. Щукина, М. Н. Современное высотное строительство / М. Н. Щукина, Ю. Г. Граник. – М. : ИТЦ Москомархитектуры, 2007. – 464 с.
2. Энгель, Х. Несущие системы / Хайно Энгель ; предисл. Ральфа Рапсона ; пер. с нем. Л. А. Андреевой. – М. : АСТ : Астрель, 2007. – 344 с.
3. Григоршев, С. М. Анализ влияния диафрагм жесткости на формирование напряженно-деформированного состояния многоэтажных рамно-связевых зданий / С. М. Григоршев // Вестн. МГСУ. – 2011. – № 1. – С. 70 – 78.
4. Григоршев, С. М. Особенности взаимодействия диафрагм жесткости с элементами в зданиях с рамно-связевой конструктивной схемой / С. М. Григоршев, А. И. Сапожников // Строит. материалы оборудование и технологии XXI века. – 2010. – № 11. – С. 29 – 31.
5. Гувернюк, С. В. Компьютерное моделирование аэродинамических воздействий на элементы ограждений высотных зданий / С. В. Гувернюк, В. Г. Гагарин // АВОК. – 2006. – № 8. – С. 18 – 24 ; 2007. – № 1. – С. 16 – 22.
6. Симиу Э. Воздействие ветра на здания и сооружения : пер. с англ. / Э. Симиун, Р. М. Сканлан ; под ред. Б. Е. Маслова. – М. : Стройиздат, 1984. – 360 с.
7. Holmes, J. D. Wind Loading of Structures / J. D. Holmes. – London : Spoon Press, 2001. – 448 p.
8. СНиП 2.01.07-85 Нагрузки и воздействия.
9. МГСН 4.19-2005 Временные нормы и правила проектирования многофункциональных высотных зданий и зданий-комплексов в городе Москве.

References

1. Grigorshev S.M. *Vestnik MGSU*, 2011, no. 1, pp. 70-78.
2. Grigorshev S.M. *Stroitel'nye materialy oborudovanie i tekhnologii XXI veka*, 2010, no. 11, pp. 29-31.
3. Guvernyuk S.V., Gagarin V.G. *AVOK*, 2006, no. 8, pp. 18-24, 2007, no. 1, pp. 16-22.
4. Sapozhnikov A.I., Grigorshev S.M., *News of Higher Educational Institutions. Construction*, 2009, no. 11-12, pp. 108-113.
5. Simiu E., Scanlan R.H. *Wind Effects on Structures: An Introduction to Wind Engineering*, New York, Wiley-Interscience, 1996.
6. Shchukina M.N., Granik Yu.G. *Sovremennoe vysotnoe stroitel'stvo*, Moscow, ITTs Moskomarkhitektury, 2007, 464 p.
7. Engel H. *Structure Systems*, Ostfildern: Hatje Cantz, 1998, 280 p.
8. Holmes J.D. *Wind Loading of Structures*, London: Spoon Press, 2001, 448 p.

Конструктивные решения уникальных зданий и сооружений

В. В. Леденев, А. Chhom

Tambov State Technical University, Tambov

Ключевые слова и фразы: аэродинамические характеристики; высотное здание; высотные сооружения; компьютерное моделирование; конструктивная схема рамно-связевого каркаса; несущий элемент; ограждающие конструкции; экспериментальные исследования.

Аннотация: Представлена нового конструктивного решения диафрагмы жесткости многоэтажного, в том числе и высотного здания, заключается в исключении возможности ее совместной работы с каркасом здания на вертикальные нагрузки, что достигается конструированием элементов решетки диафрагмы-связи и обзор современных методов определения ветрового воздействия на ограждающие конструкции здания: инженерные расчеты по справочным данным, экспериментальные испытания в аэродинамической трубе, численное компьютерное моделирование. Приведены особенности и примеры применения каждого из этих методов.

© В. В. Леденев, А. Чхум, 2014

Статья поступила в редакцию 17.03.2014

**ОБЕСПЕЧЕНИЕ УСТОЙЧИВОСТИ К ПРОГРЕССИРУЮЩЕМУ
РАЗРУШЕНИЮ ВЫСОТНЫХ ЗДАНИЙ**

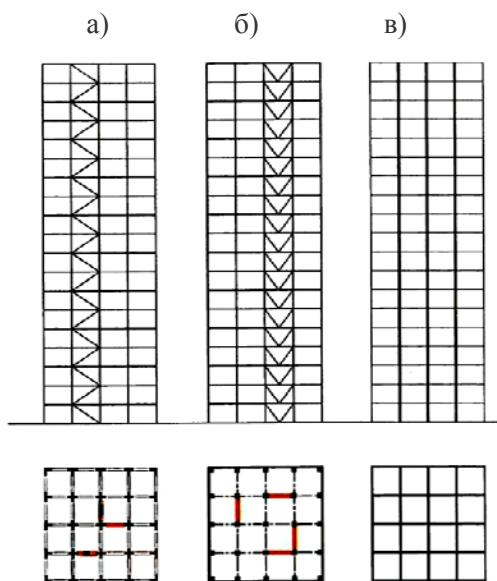
Леденев В.В. , Чхум Амнот

Кафедра «Конструкции зданий и сооружений», ТГТУ

Ключевые слова и фразы: высотное здание, конструктивная схема, многоэтажное здание, каркас, обрушение, несущий элемент.

Аннотация: Представлена классификация конструктивных систем многоэтажных зданий на основе четырех основных или первичных систем, принципиально различающихся по типу вертикальных несущих конструкций и обеспечение устойчивости к прогрессирующему разрушению каркасных многоэтажных зданий.

В современном высотном строительстве применяют различные конструктивные системы и схемы с разнообразными вариантами компоновок. Вместе с тем все конструктивные системы можно разделить на три категории (рис.1): каркасные, стеновые, смешанные (каркасно-стеновые).[7,8]



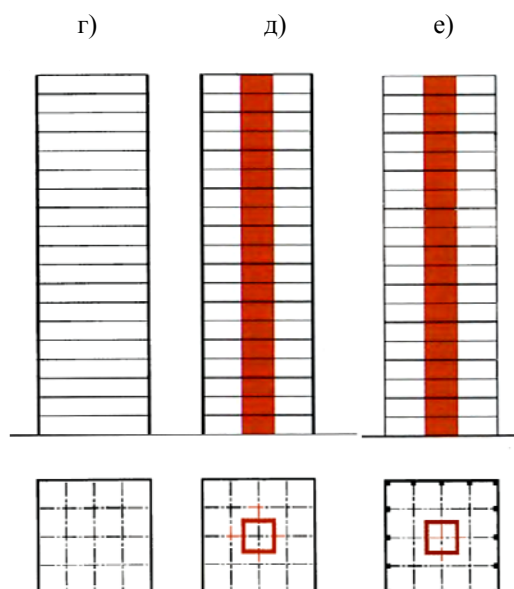
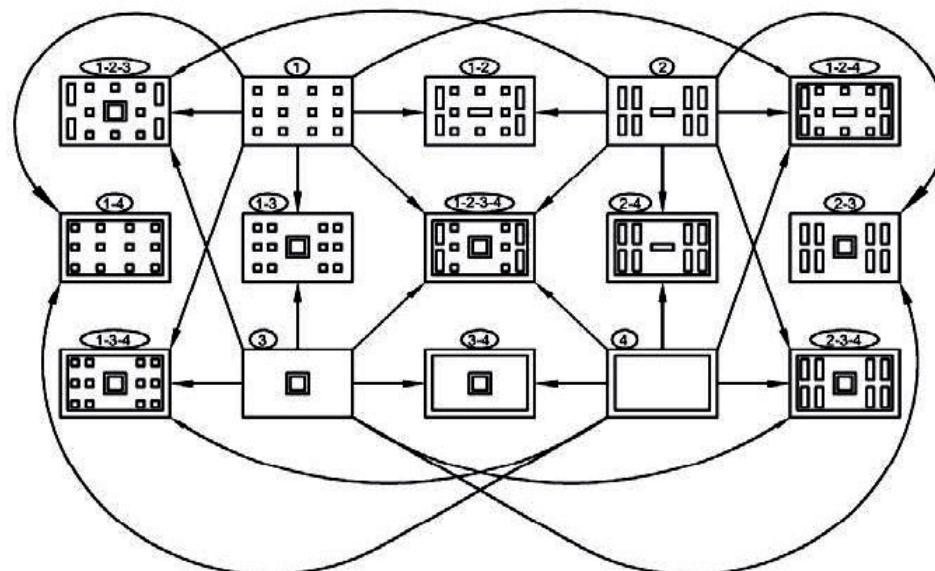


Рис.1. Конструктивные схемы зданий

Каркасные системы подразделяются на рамно-каркасные (рис.1,а), каркасные с диафрагмами жесткости (рис.1,б). Среди стеновых систем следует выделить схемы с перекрестными стенами (рис.1,в) и коробчатые или оболочковые (рис.1,г). Смешанные системы сочетают в себе отдельные признаки двух других систем. К ним относят каркасно-ствольные (рис.1,д) и коробчато-ствольные (рис.1,е).

Многообразия конструктивных систем многоэтажных зданий выделили четыре основные или первичные, принципиально различающиеся по типу вертикальных несущих конструкций: каркасная с линейными вертикальными элементами; стеновая с плоскими вертикальными элементами; ствольная с пространственными вертикальными элементами (ядрами), расположенными внутри здания; оболочковая с вертикальными элементами, расположенными по наружному периметру здания и объединенными в единый пространственный элемент [2].

В реальной практике проектирования первичные системы в чистом виде встречаются редко. Как правило, на практике применяют комбинированные конструктивные системы, состоящие из различных сочетаний первичных систем (рис.2). Из четырех основных систем можно составить 6 двухкомпонентных комбинированных систем, 4 — трехкомпонентных и 1 четырехкомпонентную. Таким образом, с учетом первичных и комбинированных систем можно получить 15 конструктивных систем многоэтажных зданий. Из четырех основных систем можно составить 6 двухкомпонентных комбинированных систем, 4 — трехкомпонентных и 1 четырехкомпонентную. Таким образом, с учетом первичных и комбинированных систем можно получить 15 конструктивных систем многоэтажных зданий [2].



6

Первичные	Комбинирование		
	Двухкомпонентные	трехкомпонентные	четырёхкомпонентные
1 Каркасная	1-2 каркасно-стенная	1-2-3-4 Каркасно-ствольно-стенная	1-2-3-4 Каркасно-ствольно-оболочково-стенная
2 Стенная	1-3 каркасно-ствольная	1-2-4 Каркасно-оболочково-стенная	
3 Ствольная	1-4 Каркасно-оболочковая	1-3-4 Каркасно-ствольно-оболочковая	
4 Оболочковая	2-3 Ствольно-стенная 2-4 Оболочково-стенная 3-4 Ствольно-оболочковая	2-3-4 Ствольно-оболочково-стенная	

Рис. 2. Классификация конструктивных систем многоэтажных зданий: *a* — принципиальные схемы систем; *б* — наименование систем

Выбор той или иной конструктивной системы зависит от многих факторов: объемно-планировочное решение, технология возведения, материал несущих конструкций, условия строительства, нагрузки и воздействия и др. Многокритериальный анализ конструктивных систем многоэтажных зданий в полной мере до настоящего времени не проводился из-за трудоемкости и сложности, хотя необходимость такого исследования, несомненно, будет востребована в практике проектирования.

3

Наибольшей пространственной жесткостью из двухкомпонентных конструктивных систем обладают ствольно-оболочковые. Решение наружной оболочки как несущего элемента выполняется в различных вариантах [3]. Можно выделить три основные группы: безраскосная многоэтажная и многопролетная решетка; раскосная решетка с модулем на высоту этажа; раскосная решетка с укрупненным модулем (10—15 этажей).

Остальные двухкомпонентные конструктивные системы будут занимать промежуточное положение по высоте зданий (рис. 4).

Высота здания, м	600										500
	500									400	
	400					300	350	320	300		
	300				250						
	200	120	150	120							
	100										
	Конструктивная система	Стеновая	Ствольная	Каркасно-стенная	Каркасно-ствольная	Ствольно-стенная	Ствольно-оболочковая	Оболочково-стенная	Каркасно-ствольно-стенная	Каркасно-оболочково-стенная	Каркасно-ствольно-оболочковая

Рис. 3. Рекомендуемая высота многоэтажных зданий наиболее применяемых конструктивных систем

На рис. 3 показана рекомендуемая высота многоэтажных зданий, 10 наиболее применяемых конструктивных систем.

В последнее время для высотных зданий стали применять многосекционные оболочки, которые являются разновидностью каркасно-ствольно-оболочковой конструктивной системы.

По типу несущей конструкции высотные сооружения подразделяются: на растровые высотные сооружения, высотные сооружения с оболочкой, ствольные высотные сооружения, пролетные высотные сооружения, их еще называют мостовые высотные сооружения (рис.4) [1,9].

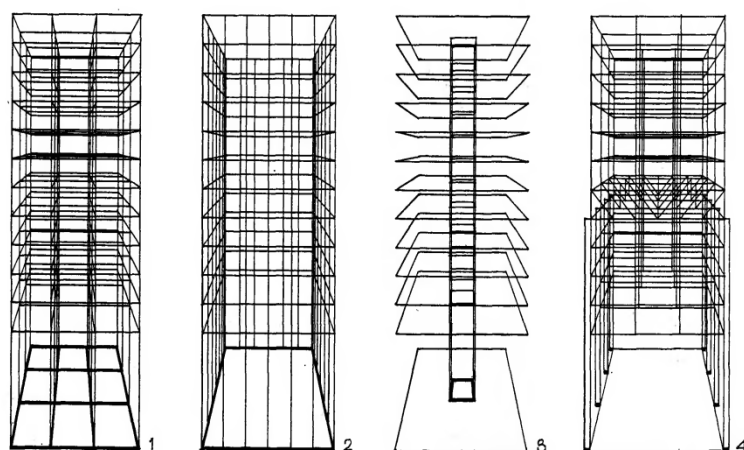


Рис.4 . Классификация несущих систем высотных зданий: 1 – растровые; 2 – оболочковые; 3 – ствольные; 4 – мостовые.

В России, к настоящему времени уже выпущены рекомендации по защите зданий от прогрессирующего обрушения [4,5], однако их анализ показал, что данная проблема является очень сложной, во многом зависящей от знаний и порой даже от интуиции инженера-конструктора. Пока что все рекомендации по данной проблеме сводятся к определению нескольких наиболее вероятных случаев местных отказов несущих элементов и к последующему конструированию здания таким образом, чтобы оно не обрушилось. Однако выявление всех возможных локальных повреждений несущих конструкций, приводящих к непропорциональному обрушению зданий, практически невозможно из-за многообразия их форм. Следовательно, использование методики выявления некоторых, пусть даже наиболее вероятных случаев разрушения конструкций, полностью не исключает возникновения непредвиденного отказа несущих элементов, и, следовательно, не может гарантированно обеспечить защиту здания, например, от террористических атак, либо от случайных бытовых аварий, например, взрыва газа.

Таким образом, поиск наиболее эффективного способа повышения устойчивости здания к прогрессирующему обрушению является первостепенной задачей на пути решения указанной проблемы.

В настоящее время можно выделить несколько принципов повышения устойчивости зданий к непропорциональному обрушению, а именно:

1. Увеличение запаса прочности и устойчивости основных несущих элементов с целью использования его при локальных повреждениях конструкций.
2. Обеспечение прочности и целостности всего каркаса здания за счет пространственной работы его несущих конструкций, внедрения для этого дополнительных поддерживающих и перераспределяющих элементов.
3. Исключение возможности возникновения аварийных воздействий за счет применения специальных мероприятий (запрещение хранения взрывчатых веществ и др.).

Суть предлагаемого метода заключается во введении в здание перераспределяющих горизонтальных блоков повышенной жесткости, с одновременным конструированием колонн таким образом, чтобы они могли воспринимать одинаково хорошо на сжатие и растяжение, а именно, могли работать как подвески. Таким образом, предлагаемое решение

позволяет в полной мере обеспечить выполнение требований [6]. Следует также отметить, что перекрытия при этом конструируются таким образом, чтобы воспринять дополнительные нагрузки, возникающие при обрушении горизонтальных несущих элементов вышерасположенного этажа, а именно, их собственный вес и различные нагрузки от оборудования, расположенного на обрушившемся перекрытии.

Схематично каркас здания, сконструированный по предлагаемой методике, представлен на рис. 5.

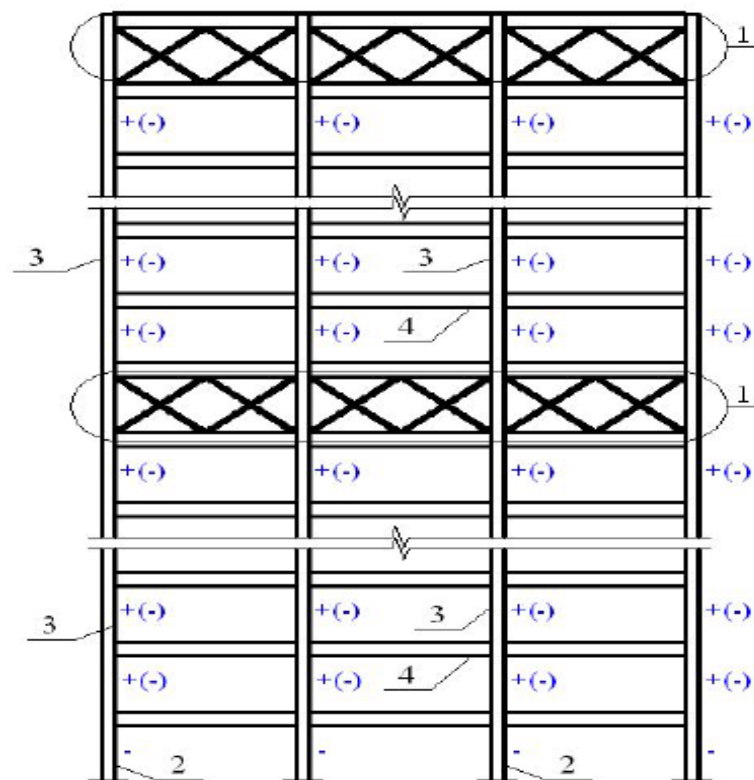


Рис.5.Схема предлагаемого каркаса, устойчивого к прогрессирующему обрушению. 1 – распределительная система связей; 2 – колонны, работающие на сжатие, 3 – то же, работающие на сжатие и на растяжения, 4 – горизонтальные несущие элементы, рассчитанные на нагрузку от веса расположенного выше перекрытия и оборудования, размещенного на нем.

Как видно, здание, построенное по традиционной схеме (рис. 6а), когда колонны, ригели и стены работают лишь на сжатие и изгиб, и только на проектные нагрузки, имеет повышенную тенденцию к обрушению даже при разрушении одного несущего

6

элемента, например, колонны. Объясняется это тем, что при обрушении одной или нескольких колонн, напряжения в вышерасположенных горизонтальных элементах значительно возрастают, особенно в элементе непосредственно расположенном над обрушившейся колонной, так как вся нагрузка, воспринимаемая ею ранее в данном уровне, теперь воспринимается непосредственно этим элементом, работающим на изгиб, длина которого увеличилась вдвое.

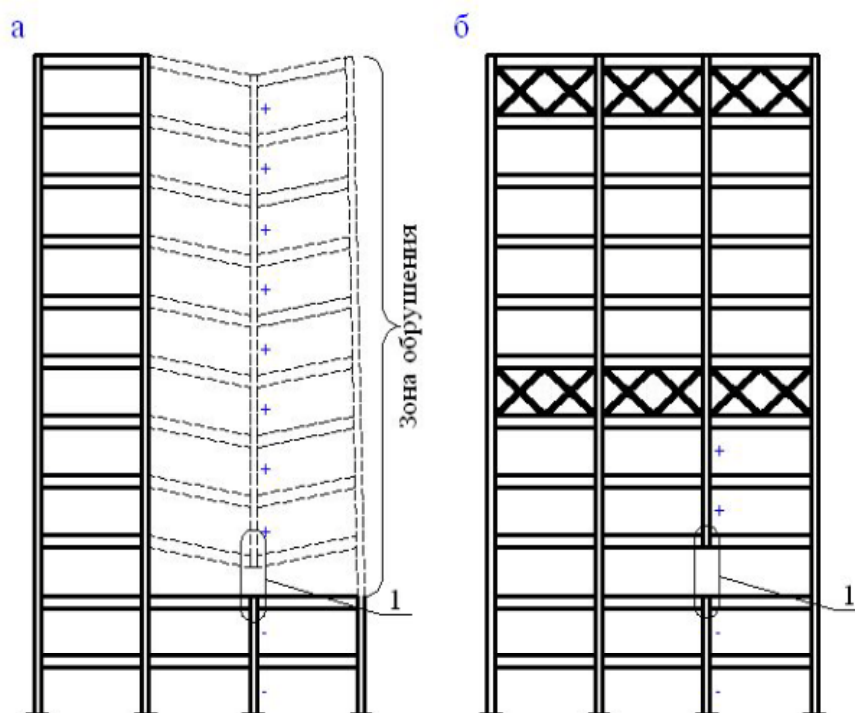


Рис. 6 Обрушение каркаса здания без предлагаемых мероприятий (а) и с их учетом (б), 1 – обрушившийся элемент

Внедрение же горизонтальных перераспределяющих элементов (рис.бб), совместно с обеспечением возможности колоннам работать на растяжение, т.е. играть роль подвесок, позволяет снизить до минимума эффект от обрушения одной или нескольких колонн. А именно, позволяет передать всю нагрузку, воспринимаемую ей в разрушенном уровне, через вышерасположенные колонны-подвески на распределительный блок и далее, через него, на сохранившиеся колонны в здании. Обеспечение же дополнительного запаса прочности перекрытиям, необходимого для восприятия нагрузки от веса вышерасположенного перекрытия и расположенного на нем оборудования позволяет избежать второй причины прогрессирующего обрушения здания, а именно, местной), поэтому прочность нижерасположенного перекрытия необходимо обеспечивать с учетом нагрузок только от вышерасположенного этажа, что не приведет к значительному удорожанию здания.

Повышение общей устойчивости здания при применении данного метода легко продемонстрировать, рассмотрев напряженно-деформированное состояние его каркаса с перераспределяющими элементами и без них.

7

Для анализа примем каркасное 24-х этажное здание. Размеры в плане показаны на рис.3. Материал несущих конструкций зданий – железобетон класса В20 с модулем упругости $E_b=27000\text{МПа}$, сечение колонн и ригелей для всех вариантов принимается равными соответственно 0,5х0,5м для колонн и 0,6х0,3м для ригелей, диафрагмы толщиной 0,18м из бетона класса В20, высота этажа 3м. Перекрытия исследуемых зданий выполняются монолитными, толщиной 0,18м. Полезная нагрузка на перекрытия принята равномерно распределённой и равной 2кПа.

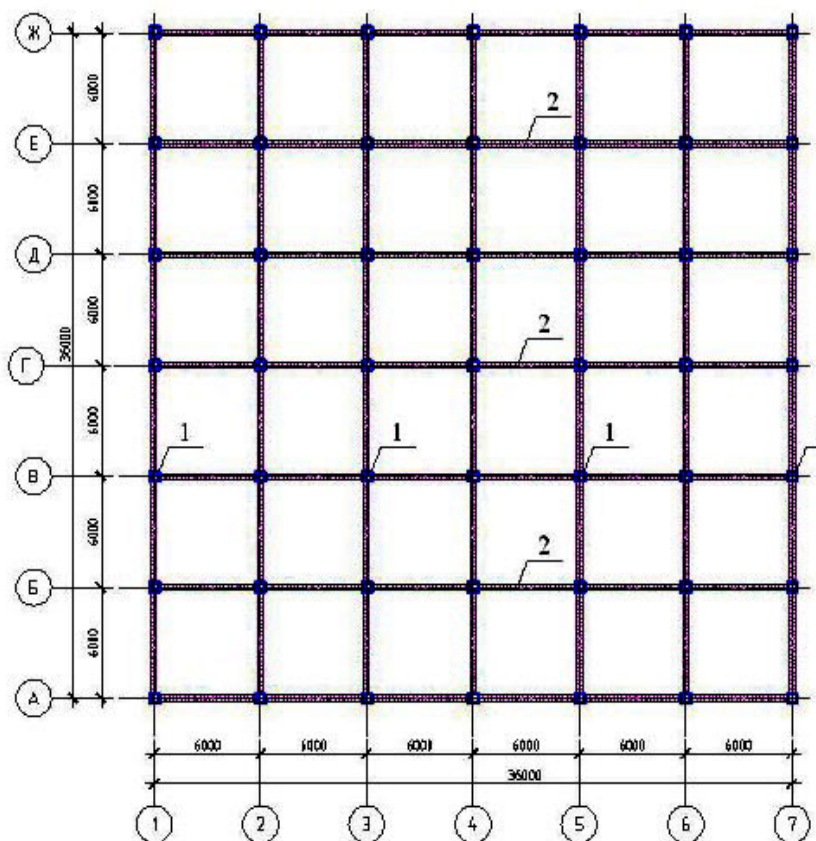


Рис. 7. План типового этажа. 1 – колонны, 2 – диафрагмы перераспределяющего блока (только на 12 и 24 этажах)

Анализ производился в программе *FEMAP/NX.Nastran*. Расчетная модель здания имеет 39637 узлов, 49752 элемента, колонны и ригели смоделированы конечными элементами типа *BAR*, диафрагмы и плиты – *PLATE*, размер конечного элемента принят 1 м.

Анализ позволил установить, что при обрушении одного из несущих вертикальных элементов, происходит резкое перераспределение напряжений в соприкасающихся с обрушившимся элементом ячейках, при этом, за счет перераспределения усилий между ригелями и колоннами, напряжения гасятся по мере удаления от места обрушения (рис 8б). Внедрение перераспределяющих элементов, совместно с приданием колоннам возможности воспринимать растягивающие напряжения, приводит к значительному снижению возможности обрушения

8

одного или нескольких вертикальных несущих конструкций, что особенно отчетливо видно на рис. 8в. При этом, напряжения в горизонтальных элементах, особенно в месте обрушения, практически не изменяются по сравнению с нормальной работой (рис.8а), что свидетельствует об эффективности внедрения предложенных перераспределяющих систем.

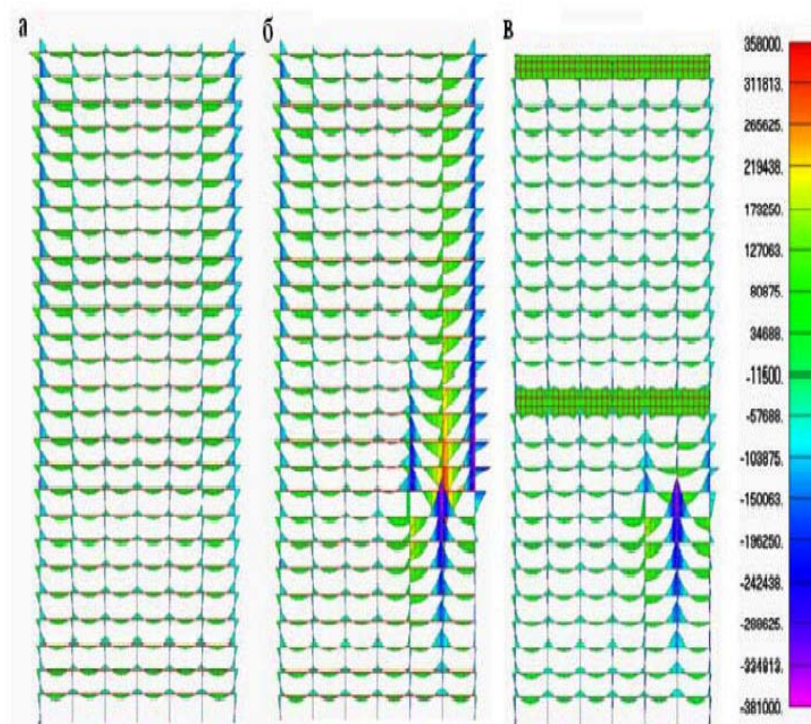


Рис. 8 Эпюры изгибающих моментов, Н·м: а – нормальная работа каркаса (отсутствует локальное обрушение); б – при обрушении одной колонны при стандартной компоновке каркаса, в – то же, при внедрении распределительных блоков, совместно с приданием колоннам возможности восприятия растягивающих усилий.

Стоит отметить, что при обрушении вертикального элемента, нагрузка, которая воспринималась им до обрушения, перераспределяется на оставшиеся колонны в здании, следовательно, поэтому данные колонны должны быть запроектированы с учетом дополнительные напряжений, которые могут возникнуть при местном отказе одного или нескольких из них [5]. Однако учесть, таким образом, все возможные случаи обрушения очень сложно, поэтому для снижения расчетных случаев, можно выделить часть вертикальных несущих элементов в здании, которые бы смогли выдерживать всю возможную нагрузку, возникающую при обрушении остальных элементов. Наиболее просто это решается в рамно-связевых каркасах, в которых данную функцию могут выполнять вертикальные диафрагмы жесткости совместно с лифтовыми шахтами и лестничными клетками. В рамных каркасах наиболее актуальным становится применение современных

9

высокопрочных бетонов совместно с эффективными конструктивными решениями колонн (например, сталежелезобетонные колонны), не приводящих к их значительному удорожанию, при этом являющихся более эффективными конструкциями, увеличивающими прочность здания, чем обычное наращивание сечения и т.п. Стоит отметить, что очень важной становится проблема обеспечения невозможности обрушения самих поддерживающих элементов, что особенно актуально при целенаправленных террористических актах. Одной из мер их защиты может, служить скрытие информации о наличии поддерживающих элементов, например, путем конструирования их одинакового или даже

меньшего сечения, чем остальные колонны, т.е. созданием, таким образом, мнимого визуального эффекта второстепенности данных элементов.

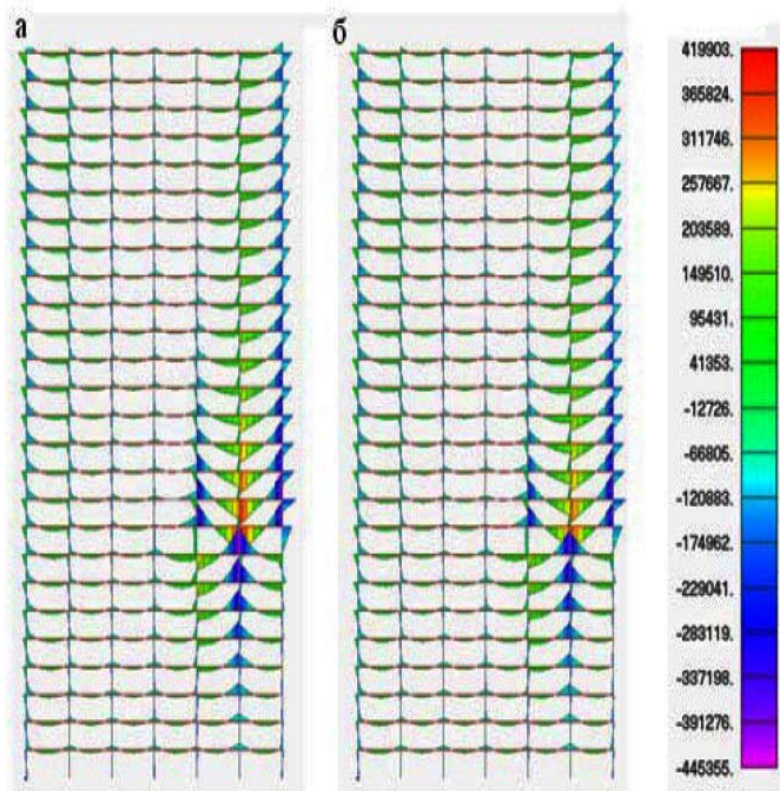


Рис. 9 Эпюры изгибающих моментов при обрушении колонны, Н·м; а – с учетом динамического эффекта обрушения элемента (в момент времени соответствующий максимальному значению динамического эффекта), б – без учета динамического эффекта

Следует отметить, что все проведенные выше исследования были выполнены в статической постановке. Такой выбор был обусловлен снижением трудоемкости выполнения исследований. При этом как показали дополнительные приведенные исследования учет времени разрушения элемента, а также использование динамических методов расчета приводит только к более точной количественной оценке результатов и не влияет на характер изменения напряженного состояния элементов (рис. 9).

10

Учитывая сложность динамических расчетов, а также требовательность к вычислительным мощностям ЭВМ, можно сделать вывод, что динамический расчет необходимо проводить только как проверочный для расчетных моделей, прочность элементов которых, будет обеспечена при статическом расчете с коэффициентом запаса 2 и более, что соответствует максимальному возможному коэффициенту динамичности, используемому в настоящее время. Поскольку приведенные исследования свидетельствуют, что динамический характер только увеличивает напряжения, поэтому очевидно, что если элементы разрушаются при внутренних усилиях, полученных при статическом расчете, то они также разрушатся и при усилиях, получаемых при динамическом расчете.

Выводы

На основании вышеизложенного, можно сделать следующие выводы:

1. Решение проблемы устойчивости к прогрессирующему обрушению является одной из первостепенных задач надежного проектирования многоэтажных зданий.
2. Предложенный комплексный способ обеспечения прочности и устойчивости высотных зданий эффективно предотвращает вероятность возникновения прогрессирующего обрушения здания, как при местном отказе вертикальных несущих элементов, так и при обрушении горизонтальных дисков перекрытий, т.е. обеспечивает прочность одновременно при двух возможных случаях местного отказа конструкций. Данный способ соответствует требованиям [6], по обеспечению устойчивости к прогрессирующему обрушению зданий.
3. Предложенные конструктивные решения не способствуют значительному увеличению стоимости здания, так как основаны на использовании перераспределяющих свойств каркасных зданий, а именно, на эффективном использовании резервов прочности самого каркаса, и применении современных высокопрочных материалов.

Список литературы

1. Генералов В.П. Особенности проектирования высотных зданий / В.П. Генералов // Самара, 2007-296с.
2. Козак Ю. Конструкции высотных зданий / Ю.Козак // М. : Стройиздат, 1986. 307 с.
3. Пейман А.Н. Высотные соты. Новая инновационная конструктивная система для высотных зданий / А.Н.Пейман // Высотные здания. 2012. № 6. С. 80—85.
4. Рекомендации по защите жилых каркасных зданий при чрезвычайных ситуациях. – М.: «НИИЦ», 2002.
5. Рекомендации по защите монолитных жилых зданий от прогрессирующего разрушения. – М.: «НИИЦ», 2005.
6. СТО 008-02495342-2009 Предотвращение прогрессирующего обрушения железобетонных монолитных конструкций зданий [Текст]. – М.: ОАО «ЦНИИПромзданий», 2009. . – 728с
7. Щукина М.Н. Современное высотное строительство/ М.Н.Щукина, Ю.Г.Граник.// Проектирование высотных зданий-Москва 2007-С.144-147.
8. Шуллер В. Конструкции высотных зданий / В.Шуллер //– М.: Стройиздат, 1979 –248с.
9. Энгель, Х. Несущие системы / Хайно Энгель // предисл. Ральфа Рапсона; пер. с нем. Л.А. Андреевой. - М.: АСТ: Астрель, 2007. – С.267-271.: ил

**ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОЕ ИССЛЕДОВАНИЕ
НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ
КОНСТРУКЦИЙ ВЫСОТНОГО ЗДАНИЯ**

Леденев В.В. Чхум Амнот

Кафедра «Конструкции зданий и сооружений», ТГТУ

Ключевые слова и фразы: мониторинг, железобетон, экспериментальные данные, напряженно-деформированное состояние, расчетная модель, высотные здания.

Аннотация: Проведено сопоставление прогнозируемых деформаций вертикальных несущих конструкций высотного здания с экспериментальными данными, полученными при помощи действующей системы инструментального мониторинга. Моделирование здания и прогноз напряженно-деформированного состояния конструкций выполнен с учетом стадийности возведения здания и изменения деформационных характеристик бетона в процессе строительства. Проведен анализ количественного и качественного соответствия расчетной модели и существующего высотного здания.

Высотное здание является уникальным объектом с точки зрения архитектуры, конструкций, технологией возведения, эксплуатации и обеспечения его безопасности. Что же такое высотное строительство? Таковым принято называть в Республике Беларусь все многоэтажные здания жилого назначения высотой 75 м, общественного и многофункционального назначения высотой 50 м. За высоту здания принимают разность отметок от поверхности проезжей части ближайшего к зданию проезда до отметки пола верхнего этажа, не считая технического [10].

В рамных и особенно в ригелях, вследствие чего уменьшается несущая способность и жесткость конструкции. Поскольку в рамных конструкциях стен оболочковых систем возникают большие поперечные силы, то расстояние между стойками должно быть небольшим, обычно в пределах 1,5-3м; сечения стоек и особенно ригелей должны быть высокими. Расстояние между стойками и ригелями определяют в зависимости от изгибающих моментов в элементах рам и податливостью при сдвиге от изгибающих моментов в элементах рам и податливостью при сдвиге соединений в углах (такие рамы напоминают стену с проемами). [6]

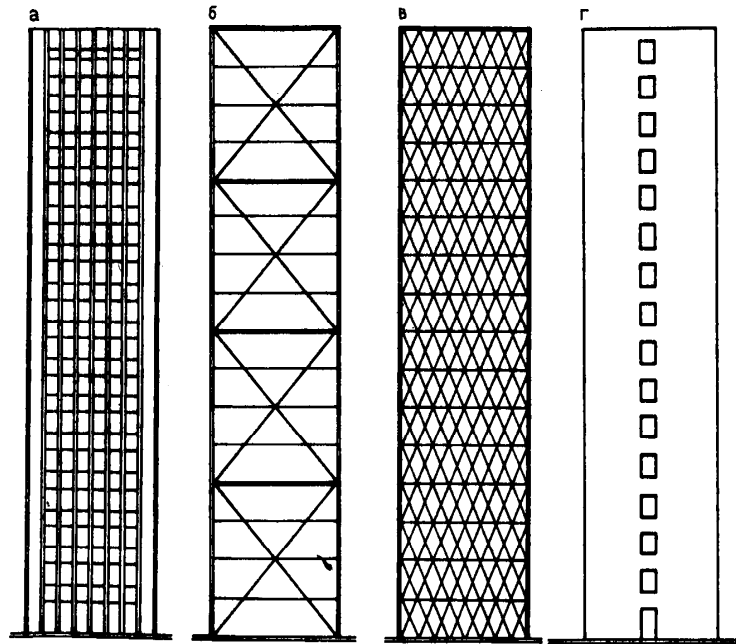


Рис.1. Различные конструкции стен зданий оболочковой системы. а-рамная; б- решетчатая; в- решетчатая с ячейками небольших размеров; г- сплошные стены.

Конструкции со сплошными стенами и решетчатые конструкции характеризуются тем, что основные деформации в них происходят в результате действия нормальных сил. В противоположность этому, в рамных конструкциях и в конструкциях стен с большими проемами основные деформации возникают под действием сдвиговых сил, в результате в элементах рам возникают изгибающие моменты и , соответственно, происходят угловые повороты и ступенчатые перемещения (рис.2). Для решетчатых конструкций и конструкций со сплошными стенами характерными являются деформации, при которых с увеличением длины консоли (высоты здания) возрастает угол поворота; в противоположность этому у рамных конструкций с увеличением консольного вылета угол поворота уменьшается, а конструкции этажей перемещаются по горизонтальной прямой. Если две такие системы по высоте здания будут жестко соединены друг с другом (например, конструкциями перекрытий) , то деформации этой новой системы выровняются по высоте здания, а в соединяющих эти две системы конструкциях перекрытий возникнут осевые силы (рис.2.г). [6]

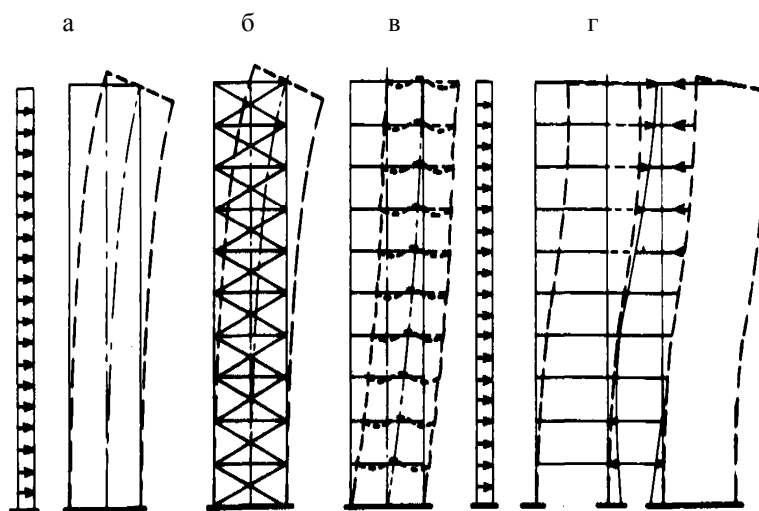


Рис.2. Диафрагмы жесткости и их деформирование: а- со сплошными стенами; б- решетчатая; в- рамная; г- рама + сплошная стена

Когда рама шарнирно соединяется может поворачиваться. Рама плохо сопротивляется такому повороту. Если рама связана со стволом с помощью поясов жесткости (рис.3,б), то поворот верха системы ограничен, так как колонны по периметру связывают пояса жесткости с низом здания и в колоннах не возникает изгибающих моментов. Частичное защемление верха системы отражается на форме эпюры моментов. Система не работает больше как чистая консоль, поскольку имеет защемления вверху и внизу. В результате получается S-образная кривая деформаций с нулевым изгибающим моментом в точке перегиба. Изгибающий момент в основании здания меньше, чем в случае, показанном на рис. 3,а.

Прочность и жесткость системы еще более увеличивается при введении дополнительных поясов в промежуточных уровнях по высоте здания (рис. 3,в). В уровне каждого пояса жесткости поворот системы затруднен. Жесткость в этих уровнях определяет скачки на эпюре изгибающих моментов. В уровне основания изгибающий момент еще больше снижается в связи с появлением осевых усилий от горизонтальных нагрузок. При этой горизонтальное перемещение здания также уменьшается.[11]

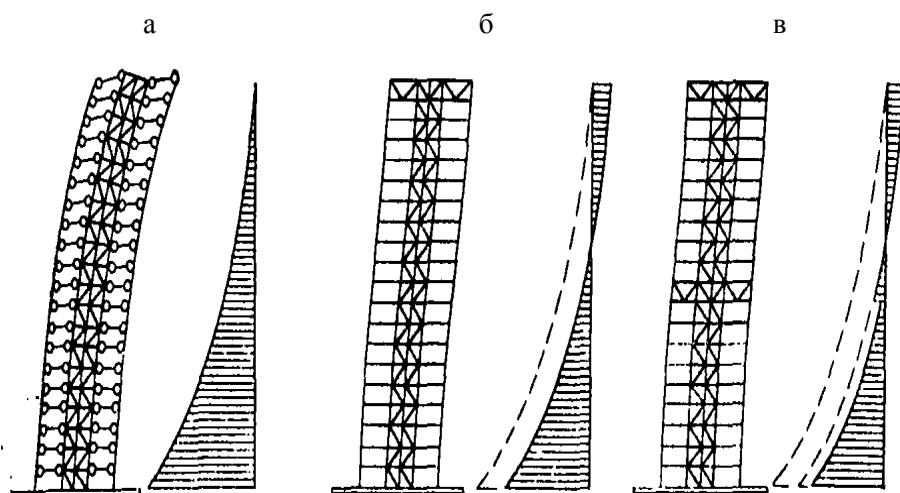


Рис. 3. Характер деформирования здания с решетчатым стилом и поясами жесткости при горизонтальной нагрузке. а- изгибающий момент в основании здания; б- рама связана со стилом с помощью поясов жесткости; в- при введении дополнительных поясов в промежуточных уровнях по высоте здания

Работы по масштабному экспериментальному исследованию напряженно-деформированного состояния (НДС) несущих конструкций высотных зданий начали проводиться в конце 1990-х — начале 2000-х гг., что связано с развитием высотного строительства по всему миру (США, страны ЕС, Россия, ОАЭ, Япония, Китай, Сингапур и др.). За рубежом эти исследования базируются на опыте инструментальных наблюдений за объектами инфраструктуры: мостами, тоннелями, дамбами и др., методика которых к настоящему моменту отработана и получены большие массивы данных [12,13]. Исследования, посвященные мониторингу большепролетных мостов, позволяют решать ряд важных задач, основные из которых [16]: проверка расчетных предпосылок и параметров расчетных моделей для совершенствования конструктивных решений будущих сооружений, а также внесения поправок в нормативную документацию; обнаружение не предусмотренных проектом нагрузжений и реакции со стороны сооружения на ранних стадиях его эксплуатации для предотвращения чрезвычайных ситуаций; сбор данных о состоянии конструкций в реальном времени для оценки безопасности сооружений непосредственно после чрезвычайных ситуаций (стихийных бедствий и др.); сбор данных о состоянии конструкций для планирования визуальных осмотров, инспекций, плановых ремонтов; накопление массивов экспериментальных данных для исследований в области сопротивления сооружений ветровым и сейсмическим воздействиям, проектирования новых типов конструкций и применения современных материалов.

В настоящее время эти задачи становятся актуальными и для высотных зданий, однако в данной области проведено значительно меньше исследований. Известны работы Р. Катценбаха и др. по инструментальному мониторингу оснований и фундаментов высотных зданий, находящихся в сложных геологических условиях (г. Франкфурт-на-Майне, Германия). Основной задачей этих исследований было подтверждение расчетных предпосылок, использованных при проектировании комбинированных плитно-свайных фундаментов [15,17].

Масштабные исследования НДС несущих конструкций надземной части высотных зданий начали проводиться в последнее десятилетие. Одна из самых значительных работ — это стартовавший в 2001 г. пилотный проект мониторинга высотных зданий в Сингапуре [7], по которому уже получен ряд многообещающих результатов.

Важно отметить, что Россия в этой области находится на одной из лидирующих позиций. Комплексные системы мониторинга начали внедряться на строительных объектах Москвы с 2004 г. [3]. Значительную роль в этом сыграло требование по проведению мониторинга в процессе строительства и эксплуатации высотных зданий, закрепленное российским законодательством и нормативными документами (№ 384-ФЗ, МГСН 4.19—2005 и др.). В настоящей статье представлена лишь небольшая часть результатов, полученных в ходе проведения мониторинга высотных зданий, который осуществляется в г. Москве ведущей научно-исследовательской и проектной организацией по высотному строительству ОАО «ЦНИИЭП жилых и общественных зданий (ЦНИИЭП жилища)».

Одним из важнейших этапов исследования НДС конструкций высотных зданий является сопоставление расчетных и экспериментальных данных [1], который включает в себя решение следующих задач: адекватное моделирование грунтового основания; учет изменения параметров здания во время строительства и ввода в эксплуатацию (изменение свойств материалов во времени и под нагрузкой, стадийность приложения нагрузок, трансформация расчетной схемы); учет температурных факторов.

Вопросы моделирования грунтового основания высотных зданий подробно рассматриваются в [2;7;9]. Учет температурных факторов осуществляется в процессе обработки данных системы мониторинга за счет введения соответствующих поправок. Возможность учета стадийности приложения нагрузок и трансформации расчетной схемы в процессе возведения здания зависит от применяемого расчетного комплекса. Эта функция реализована в расчетных комплексах, применяющихся в России [4].

Учет изменения деформационных характеристик железобетона во времени и под нагрузкой предлагается осуществлять в процессе пересчета напряжений, полученных из упругого расчета компьютерной модели здания, в деформации конструкции в каждый конкретный период времени. При этом используется упрощенный метод для определения пластических деформаций бетона [8].

На основании решения этих частных задач получена методика сопоставления прогнозируемого НДС несущих конструкций высотных зданий с данными, полученными в процессе мониторинга.

Методика применяется при научно-техническом сопровождении мониторинга высотных зданий, осуществляемом ОАО «ЦНИИЭП жилых и общественных зданий». В частности, методика опробована и показала хорошие результаты при обработке результатов мониторинга высотного 43-этажного жилого дома по адресу: г. Москва, ул. Дыбенко, д. 38 (рис. 4).

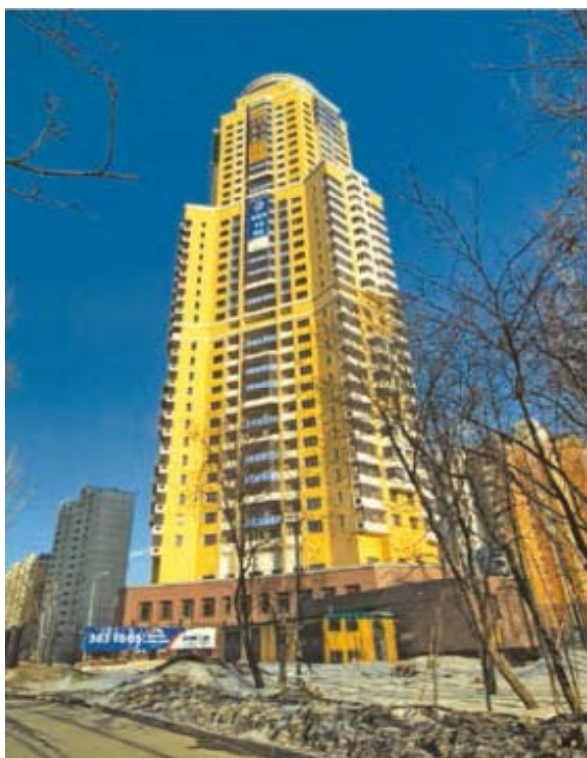


Рис. 4. Высотный жилой дом

Здание оборудовано современной комплексной системой инструментального мониторинга НДС несущих конструкций, которая включает в себя датчики относительных деформаций в фундаментной плите и в стенах 1-го этажа. Эта система уже позволила получить детальные по времени и статистически значимые массивы данных о состоянии конструкций [5].

Для получения расчетных параметров НДС: продольных сил и изгибающих моментов была составлена расчетная модель здания, к каждой конструкции, оборудованной датчиками системы мониторинга, был «привязан» конечный элемент этой модели.

Описание взаимодействия здания с грунтовым основанием в основной расчетной модели осуществлялось при помощи итеративного алгоритма Шварца, позволяющего вычислять переменные по площади фундаментной плиты, коэффициенты жесткости.

Для учета фактора возведения здания было принято 11 этапов возведения с шагом в 5 этажей, на которых прикладывались нормативные нагрузки от собственного веса несущих железобетонных и наружных ограждающих конструкций, а также 2 стадии, которые моделировали загрузку перекрытий постоянными нагрузками от отделочных слоев и полезными нагрузками. Такой порядок построения расчетной модели и ее нагружения отражает фактический график строительства жилого дома (рис.5). Выбор шага по времени возведения в 5 этажей обусловлен проведенным ранее анализом данных мониторинга для других высотных зданий.

По полученным из расчета усилиям были вычислены относительные деформации в несущих конструкциях. При этом деформации железобетонных конструкций определялись как сумма упругих деформаций ε_e , деформаций ползучести ε_{pl} и деформаций свободной усадки ε_s . Расчет деформаций ползучести осуществлялся по принципу наложения, который заключается в том, что суммарная деформация ползучести при переменном напряжении может быть найдена как сумма деформаций ползучести, вызванных соответствующими приращениями напряжений:

$$\varepsilon_{pl} = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{pl,i} (\Delta\sigma_i t - t_i)$$

где $\Delta\sigma_i$ — приращение напряжений от i -го этапа нагружения; n — расчетное количество этапов нагружения; t_i — дата приложения нагрузки i -го этапа нагружения; t — дата, для которой вычисляются деформации ползучести.



Рис. 5. График строительства жилого дома, ул. Дыбенко, д. 38

Эта методика позволила построить расчетные графики изменения относительных деформаций в несущих конструкциях в процессе строительства и эксплуатации здания, которые отражают прогнозируемое изменение НДС конструктивных элементов и работу здания в целом.

На рис.6 приведено сопоставление расчетных и экспериментальных данных для стен 1-го этажа различной толщины (250 и 400 мм) за 4 года (с 2008 по 2012), показан возможный интервал изменения деформаций по расчету, отражающий вероятностный характер нагрузок, приложенных к модели здания.

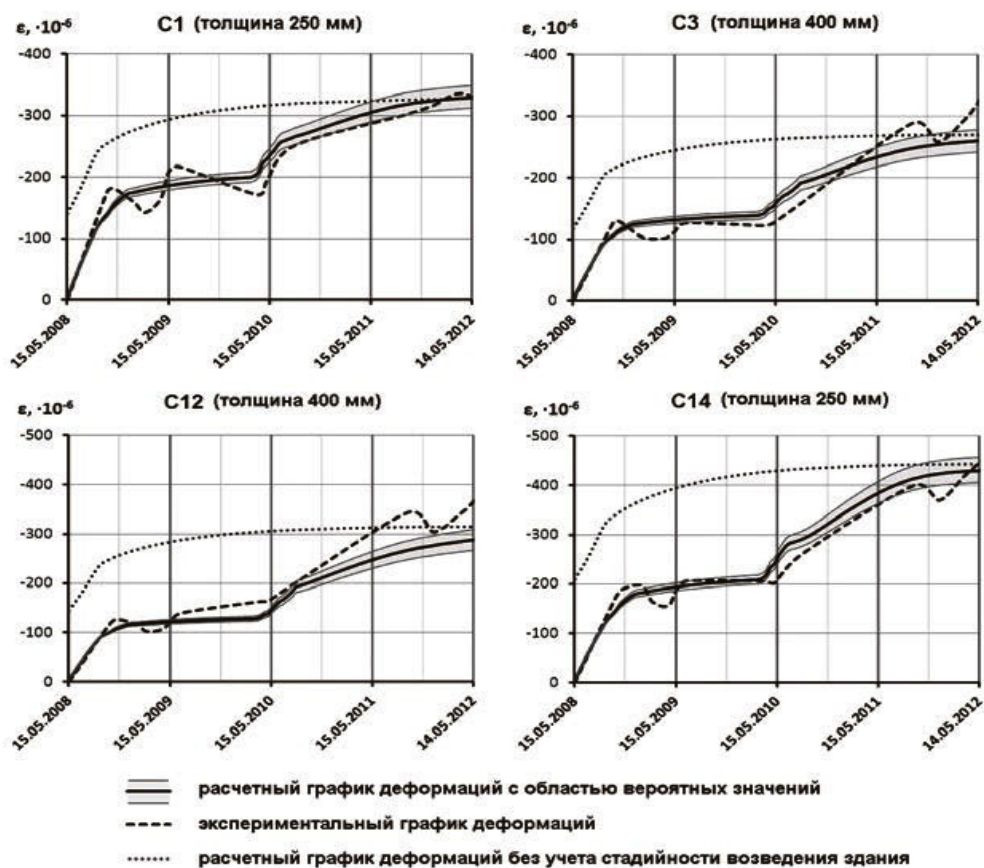


Рис. 6. Сопоставление расчетных и экспериментальных графиков относительных деформаций в стенах 1-го этажа во время строительства и эксплуатации здания.

Расчетные графики, полученные с учетом всех вышеперечисленных факторов, оказывающих влияние на формирование и изменение НДС несущих конструкций высотного здания, близки к графикам, построенным на основании данных системы мониторинга как качественно, так и количественно. Это позволяет принять обоснованное решение о соответствии работы здания проекту.

Для оценки целесообразности поэтапного отслеживания изменения НДС конструкций в период строительства на рис. 3 построены расчетные графики развития относительных деформаций в рассматриваемых точках конструкций без учета стадийности возведения здания и приложения нагрузок. Такой подход приводит к существенному расхождению с экспериментом в процессе возведения здания, однако его применение для определения результирующего значения деформаций вполне допустимо.

Проведенное сопоставление результатов позволяет выявить несоответствия прогнозируемого и действительного НДС несущих конструкций, которые возникают вследствие допущений, заложенных в компьютерную модель здания. Выделим на экспериментальных графиках деформаций стен некоторые особенности: скачкообразное изменение значений относительных деформаций в стенах 1-го этажа во время приостановки строительства с разбросом значений до 25 % от среднего уровня; «запаздывание» экспериментального графика деформаций по сравнению с расчетным; превышение экспериментальной скорости роста деформаций в некоторых конструкциях (например, в стене С3) над прогнозируемой скоростью.

Это поведение деформаций пока что невозможно объяснить с точки зрения изученных свойств железобетона, но как показывает исследование, в конечном счете, оно не оказывает заметного влияния на окончательные результаты.

Выводы

1. Отклонения экспериментальных графиков от расчетных свидетельствуют о наличии неучитываемых факторов, оказывающих влияние на НДС несущих конструкций высотного здания, в первую очередь, перераспределения усилий в статически неопределимых системах и реологических свойств железобетона.
2. Сопоставление расчетных и экспериментальных данных может быть использовано для оптимизации расчетных моделей.
3. При анализе данных системы мониторинга выявленные отклонения нужно принимать во внимание, чтобы не сделать преждевременных выводов о необходимости принятия аварийных мер.

Список литературы

1. Алмазов В.О. Актуальные вопросы мониторинга зданий и сооружений / В.О.Алмазов, А.Н.Климов // Сб.докладов традиционной науч.-тех. конф. профессорско-преподавательского состава Института строительства и архитектуры. М. : МГСУ. 2010. С. 169—174.
2. Безволев С.Г. Проектирование и расчеты оснований и фундаментов высотных зданий в сложных инженерно-геологических условиях / С.Г.Безволев // Развитие городов и геотехническое строительство. 2007. № 11. С. 98—118.
3. Вознюк А.Б. Мониторинг в процессе строительства напряженно-деформированного состояния несущих конструкций и грунтов основания высотных зданий в Москве / А.Б. Вознюк, Н.К. Капустян, В.К. Таракановский, А.Н. Климов // Будівельні конструкції. 2010. Вып. 73. С. 461—467.
4. Кабанцев О.В. Расчет несущих конструкций зданий с учетом истории возведения и поэтапного изменения основных параметров расчетной модели / О.В.Кабанцев, А.В.Карлин // Промышленное и гражданское строительство. 2012. № 7. С. 33—35.
5. Климов А.Н. Методика обработки данных системы мониторинга высотного здания / А.Н.Климов // Промышленное и гражданское строительство. 2012. № 12. С. 42-43.
6. Козак Ю. Конструкции высотных зданий / Ю.Козак // М. : Стройиздат, 1986. 307 с.
7. Крыжановский А.Л. Вопросы надежности проектного решения фундаментных плит высотных зданий / А.Л.Крыжановский, О.И.Рубцов // Вестник МГСУ. 2006. № 1. С. 191-198.

9

8. Рекомендации по учету ползучести и усадки бетона при расчете бетонных и железобетонных конструкций. М. : Стройиздат, 1988. 121 с.
9. Тер-Мартirosян З.Г. Проблемы механики грунтов, оснований и фундаментов при строительстве многофункциональных высотных зданий и комплексов / З.Г.Тер-Мартirosян, В.И.Теличенко, М.В.Коровев // Вестник МГСУ. 2006. № 1. С. 18—27.
10. ТКП 45-3.02-108-2008 Высотные здания. Строительные нормы проектирования.
11. Шуллер В. Конструкции высотных зданий / В.Шуллер //— М.: Стройиздат, 1979 –248с.
12. Casciati F. An overview of structural health monitoring expertise within the European Union. In: Wu Z.S., Abe M. Structural health monitoring and intelligent infrastructure —Proceedings of the 1st International Conference on Structural Health Monitoring and Intelligent Infrastructure. Lisse, the Netherlands, Balkema. 2003, vol. 1, pp. 31—37.

13. Glisic B., Inaudi D. *Fibre Optic Methods for Structural Health Monitoring*. John Wiley & Sons, Inc., 2007, 276 p.
14. Glisic B., Inaudi D., Lau J.M., Fong C.C. Ten-year Monitoring of high-rise building columns using long-gauge fiber optic sensors. *Smart Materials and Structures*, 2013, vol. 22, no. 5, paper 055030.
15. Katzenbach R, Hoffmann H., Vogler M., Moormann C. Costoptimized Foundation Systems of High-Rise Structures, based on the Results of Actual Geotechnical Research. International Conference on Trends in Tall Buildings, September 5—7, 2001. Frankfurt on Main, pp. 421—443.
16. Ko J.M., Ni Y.Q. Technology developments in structural health monitoring of large-scale bridges. *Engineering Structures*. Elsevier, 2005, vol. 27, no. 12, pp. 1715—1725.
17. Schmitt A., Turek J., Katzenbach R. Application of geotechnical measurements for foundations of high rise structures. 2nd World Engineering Congress (WEC), 22–25 July 2002. Sarawak, Malaysia, pp. 40—46.

