



НАЦИОНАЛЬНЫЙ ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ
МОСКОВСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ

СТРОИТЕЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ

Издательство МИСИ – МГСУ

О.В. Кабанцев, И.К. Манаенков

ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ НЕСУЩИХ СИСТЕМ МНОГОЭТАЖНЫХ И ВЫСОТНЫХ ЗДАНИЙ

Учебно-методическое пособие



ISBN 978-5-7264-2310-4

© ФГБОУ ВО «НИУ МГСУ», 2020



Москва
2020

УДК 69.07
ББК 38.53
К12

Рецензенты:

доктор технических наук, профессор *Г.П. Тонких*, главный научный сотрудник
Научно-исследовательского центра ФГБУ ВНИИ ГОЧС (ФЦ);
кандидат технических наук, профессор *А.И. Бедов*,
профессор кафедры железобетонных и каменных конструкций НИУ МГСУ

Кабанцев, О.В.

К12 Проектирование железобетонных несущих систем многоэтажных и высотных зданий [Электронный ресурс] : учебно-методическое пособие / О.В. Кабанцев, И.К. Манаенков ; Министерство науки и высшего образования Российской Федерации, Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, кафедра железобетонных и каменных конструкций. — Электрон. дан. и прогр. (54,3 Мб) — Москва : Издательство МИСИ – МГСУ, 2020. — Режим доступа: <http://lib.mgsu.ru/>. — Загл. с титул. экрана.

ISBN 978-5-7264-2310-4 (сетевое)

ISBN 978-5-7264-2311-1 (локальное)

Цель пособия — помощь в подготовке к практическим занятиям по дисциплинам «Спецкурс по проектированию железобетонных конструкций» и «Конструирование несущих железобетонных систем», а также при выполнении курсового проекта по теме «Статический расчет монолитной железобетонной несущей системы гражданского высотного здания в целом и отдельных конструктивных элементов».

Для обучающихся по направлению подготовки 08.05.01 Строительство уникальных зданий и сооружений.

Учебное электронное издание

© ФГБОУ ВО «НИУ МГСУ», 2020

Редактор, корректор *М.Л. Манзюк*
Компьютерная верстка *А.Г. Сиволобовой*
Дизайн первого титульного экрана *Д.Л. Разумного*

Для создания электронного издания использовано:
Microsoft Word 2013, Adobe InDesign CS6, ПО Adobe Acrobat.

Подписано к использованию 11.08.2020. Объем данных 54,3 Мб.

Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение
высшего образования
«Национальный исследовательский
Московский государственный строительный университет»
129337, Москва, Ярославское ш., 26.

Издательство МИСИ – МГСУ.
Тел. (495) 287-49-14, вн. 14-23, (499) 183-91-90, (499) 183-97-95.
E-mail: ric@mgsu.ru, rio@mgsu.ru

ОГЛАВЛЕНИЕ

ВВЕДЕНИЕ	5
1. НОРМАТИВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ ПРИ РАСЧЕТНОМ ОБОСНОВАНИИ И ПРОЕКТИРОВАНИИ МНОГОЭТАЖНЫХ И ВЫСОТНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЗДАНИЙ	6
2. КОМПОНОВКА НЕСУЩЕЙ СИСТЕМЫ	6
3. СТАТИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ МОДЕЛИ ТИПОВОГО ЭТАЖА	13
3.1. Создание расчетной модели несущих конструкций типового этажа.....	14
3.1.1. Разработка системы вертикальных несущих конструкций типового этажа	14
3.1.2. Моделирование вертикальных несущих конструкций типового этажа и их сечений	15
3.1.3. Формирование конечноэлементной модели перекрытия типового этажа	16
3.1.4. Создание связей между конструктивными элементами (внутренние связи) и связей между несущей системой и внешней средой (внешние связи).....	21
3.2. Проверка расчетной модели	23
3.3. Разработка модели нагрузок и воздействий	23
3.3.1. Модель нагрузок для расчета конструкций перекрытия по первой группе предельных состояний.....	24
3.3.2. Модель нагрузок для расчета конструкций перекрытия по второй группе предельных состояний.....	25
3.4. Выполнение расчета и анализ результатов.....	26
4. СТАТИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ НЕСУЩЕЙ СИСТЕМЫ В ЦЕЛОМ.....	31
4.1. Создание расчетной модели несущей системы здания.....	32
4.1.1. Разработка конструктивной системы вертикальных несущих конструкций здания в целом	32
4.1.2. Разработка геометрической модели несущей системы здания, включая жесткостные характеристики конструкций.....	33
4.1.3. Моделирование связей между элементами конструкции (внутренние связи) и связей между конструкцией и внешней средой (внешние связи).....	34
4.2. Проверка расчетной модели	37
4.3. Разработка модели нагрузок и воздействий	37
4.4. Выполнение расчета и анализ результатов.....	40
5. РАСЧЕТНЫЙ АНАЛИЗ НЕСУЩИХ СИСТЕМ В РАМКАХ ЖИЗНЕННОГО ЦИКЛА	41
6. РАСЧЕТНЫЙ АНАЛИЗ ФУНДАМЕНТНОЙ ПЛИТЫ	52
7. ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ ПРОСТРАНСТВЕННЫЕ КОНСТРУКЦИИ ПОКРЫТИЙ И ПЕРЕКРЫТИЙ	52
БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК	54

ВВЕДЕНИЕ

В учебно-методическом пособии содержатся материалы для подготовки к практическим занятиям по дисциплинам 08.05.01 «Спецкурс по проектированию железобетонных конструкций» и 08.05.01 «Конструирование несущих железобетонных систем», а также выполнения курсового проекта по теме «Статический расчет монолитной железобетонной несущей системы гражданского высотного здания в целом и отдельных конструктивных элементов».

В рамках выполнения курсового проекта необходимо:

1. Выполнить компоновку несущей системы в соответствии с темой дипломного проекта (на основе архитектурных решений здания).

2. Выполнить статический расчет несущей системы:

2.1. Принять нагрузки и воздействия в соответствии с требованиями СП 20.13330.2016 «Нагрузки и воздействия» и СП 267.1325800.2016 «Здания и комплексы высотные. Правила проектирования».

2.2. Разработать расчетную модель для расчетного анализа конструкций перекрытия типового этажа.

2.3. Разработать расчетную модель для расчетного анализа несущей системы в целом.

2.4. Выполнить расчет перекрытия типового этажа по критериям I и II групп предельных состояний.

2.5. Выполнить расчет фундаментной плиты (плитного ростверка) по критериям I и II групп предельных состояний.

2.6. Выполнить расчет несущей системы в целом на действие основного сочетания нагрузок, включая ветровые воздействия с учетом пульсационной составляющей.

Расчетные модели разработать в рамках метода конечных элементов, используя библиотеку конечных элементов вычислительного комплекса, применяемого для выполнения статических расчетов.

Результаты курсового проекта представить в виде пояснительной записки.

Состав пояснительной записки:

1. Описание несущей системы.

2. Описание нагрузок и воздействий.

3. Результаты расчетного анализа:

3.1. Деформации перекрытий типового этажа.

3.2. Деформации фундаментной плиты (плитного ростверка).

3.3. Значения ускорений от действия ветровой нагрузки.

4. Общий вид расчетной модели для статического расчета перекрытия типового этажа.

5. Общий вид деформированного состояния расчетной модели перекрытия типового этажа, совмещенный с изополями («мозаикой») деформаций.

6. Общий вид расчетной модели для статического расчета несущей системы в целом.

7. Общий вид деформированного состояния фундаментной плиты (плитного ростверка) — фрагмент общей расчетной модели.

8. Изополя («мозаика») верхнего и нижнего продольного расчетного армирования фундаментной плиты (плитного ростверка) по двум направлениям.

Настоящее учебно-методическое пособие не имеет цели рекомендовать к применению тот или иной вычислительный комплекс для выполнения расчетного анализа, но содержит информацию о наличии в таких комплексах требуемых процедур по созданию расчетных моделей и определенным расчетным технологиям. Однако представленные примеры по тем или иным процедурам создания расчетных моделей и подготовки иных специальных данных, необходимых для выполнения расчетов, представлены на примере ВК SCAD. Нужно отметить, что ВК ЛИРА и ВК SCAD имеют большое число схожих (или весьма близких) процедур создания расчетной модели и элементов интерфейса, что дает возможность применять информацию, изложенную в пособии, для выполнения расчетного анализа в ВК ЛИРА.

1. НОРМАТИВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ ПРИ РАСЧЕТНОМ ОБОСНОВАНИИ И ПРОЕКТИРОВАНИИ МНОГОЭТАЖНЫХ И ВЫСОТНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЗДАНИЙ

Проведение расчетного анализа несущих систем совершенно необходимо, что определяется положениями нормативных документов, действующих на территории Российской Федерации.

Требования по безопасности, надежности и пригодности к эксплуатации, устанавливаемые государством, определяются федеральными законами. Также правительство РФ определяет перечень положений ведомственных норм, обязательных к выполнению при разработке и реализации проектной документации.

Технические аспекты требований нормативных документов, обеспечивающих выполнение требований по безопасности, надежности и пригодности к эксплуатации на уровне их реализации в конкретном производстве, технологическом процессе и проч., устанавливаются нормативными документами системы строительного нормирования (СП, ГОСТ Р, ГОСТ, ТСН).

Технические аспекты требований по безопасности, надежности и пригодности к эксплуатации, обеспечивающие реализацию федеральных законов, устанавливаются нормативными документами ведомственного уровня.

Более подробные сведения о составе и структуре нормативной основы строительства изложены в [1].

2. КОМПОНОВКА НЕСУЩЕЙ СИСТЕМЫ

При выполнении расчетного анализа несущих систем целью ставится получение численных величин эффектов нагрузок и воздействий на несущую систему здания (сооружения) или отдельных конструктивных элементов. Эффектами нагрузок и воздействий являются внутренние усилия, напряжения, деформации, перемещения и др., возникающие в результате нагружения несущей системы или воздействий на последнюю.

Для большинства проектируемых зданий гражданского и промышленного назначения цели расчетного анализа достигаются посредством выполнения статических расчетов на моделях несущих систем или отдельных конструктивных элементов. Это возможно в рамках разных расчетных технологий:

а) решение уравнений (систем уравнений), аналитически описывающих зависимости эффектов воздействия от видов нагрузок и механических характеристик элементов несущей системы (так называемое «точное» решение);

б) решение задач механики, в том числе не имеющих «точного» решения, численными методами, т.е. решение с получением результатов с некоторым отклонением (допустимого (приемлемого) уровня) от «точного» решения. Как правило, для статических расчетов применяется вычислительная техника и специализированные вычислительные комплексы.

На сегодняшний день технология б) наиболее часто применяется при выполнении расчетного обоснования. Нужно отметить, что в этом случае непосредственно процесс решения систем уравнений (формирование систем уравнений, учет жесткостных параметров и др.) инженером не выполняется, а производится автоматизированно программным вычислительным комплексом (ВК). Достоверность полученного решения, реализуемого сертифицированным ВК, проверяется посредством процедуры верификации, после выполнения которой принято считать, что полученные результаты являются «достаточно точными» для их учета в расчетном анализе. По сути, указанная расчетная технология для рядового инженера является «черным ящиком», инженер не имеет доступа к его содержимому.

Необходимым условием успешного решения задач расчетного обоснования является создание корректных расчетных моделей несущей системы или отдельных конструктивных элементов. В свою очередь, расчетные модели должны соответствовать внутренним правилам моделирования, определяемым выбранным ВК. Эти правила моделирования определяются методами решения задач строительной механики, реализованными в применяемом ВК. В настоящее время наиболее широкое распространение для решения задач проектирования строительных конструкций получил метод конечных элементов (МКЭ). МКЭ реализован в широко известных универсальных ВК (ANSYS, ABAQUS и др.) и в более специализированных ВК, применяемых, главным образом, для решения задач анализа несущих систем и конструкций (SCAD, «ЛИРА», MicroFE и др.).

Ввиду вышесказанного в процессе выполнения расчетного анализа в первую очередь требуется создать корректную расчетную модель строительной системы, удовлетворяющую требованиям применяемого ВК. Следующим этапом для получения величин эффектов воздействий производится процедура статического расчета (процесс закрыт для пользователя).

Основными компонентами расчетной модели несущей системы (конструкции) являются:

- модель несущей системы (топология системы; набор элементов, моделирующих отдельные конструкции; характеристики сечений и материалов);
- модель нагрузок и воздействий (соответствующая методике моделирования несущей системы);
- модель внешних связей (соответствующая методу решения задач строительной механики в используемом ВК).

Моделировать несущую систему необходимо в соответствии с правилами, установленными в применяемом ВК. Эти правила соответствуют как общим требованиям конечноэлементного моделирования, так и требованиям, предъявляемым к использованию конкретных конечных элементов (КЭ), входящих в библиотеку ВК.

Модель нагрузок должна соответствовать действующим нормативным документам по нагрузкам и воздействиям (в настоящее время основные требования к нагрузкам и воздействиям определены в СП.20.13330). При этом в ВК существуют определенные последовательности и процедуры назначения нагрузок на создаваемую конечноэлементную модель несущей системы.

Модель внешних связей должна отражать условия взаимодействия здания с «землей» — так принято называть грунтовое основание — либо внешние (по отношению к расчетной модели) сооружения (конструкции), на которые происходит опирание или которые служат ограничителями для деформирования несущей системы. Процесс моделирования внешних связей требует учета как правил метода конечных элементов в целом, так и возможностей конкретного ВК.

Несущая система многоэтажных и высотных зданий должна обеспечивать возможность устройства достаточно сложной компоновки этажей, определяемой технологическими процессами, протекающими в здании (рис. 2.1).

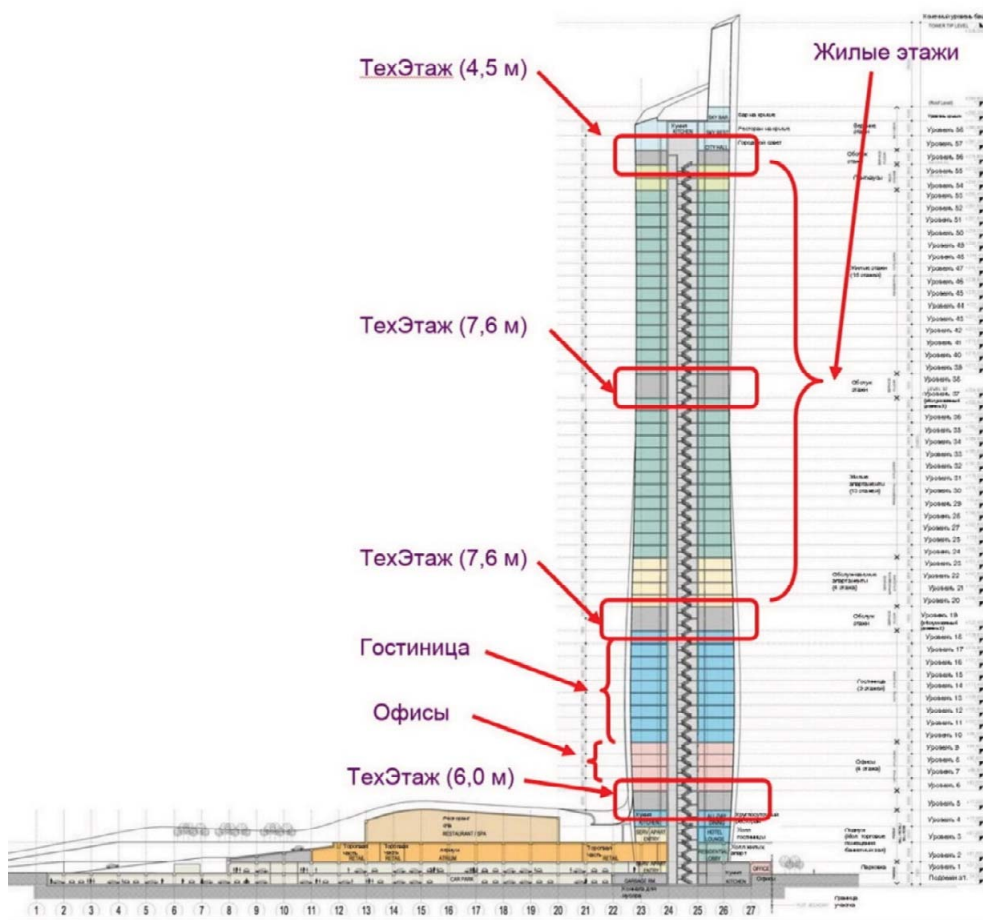


Рис. 2.1. Пример организации этажей в высотном здании

Можно выделить несколько наиболее часто применимых типов несущих систем многоэтажных и высотных железобетонных зданий: стеновые несущие системы, рамно-связевые несущие системы, рамно-связевые несущие системы на основе ядра жесткости, рамно-связевые несущие системы с этажами повышенной жесткости (аутригерными этажами).

Применение стеновых несущих систем эффективно для зданий с относительно большими пролетами. Такие несущие системы имеют высокую жесткость, что зачастую является важным преимуществом. Стеновые несущие системы удобно применять при необходимости устройства свободного пространства — например при организации квартир-студий. Это возможно благодаря опиранию перекрытий «по контуру» (рис. 2.2).

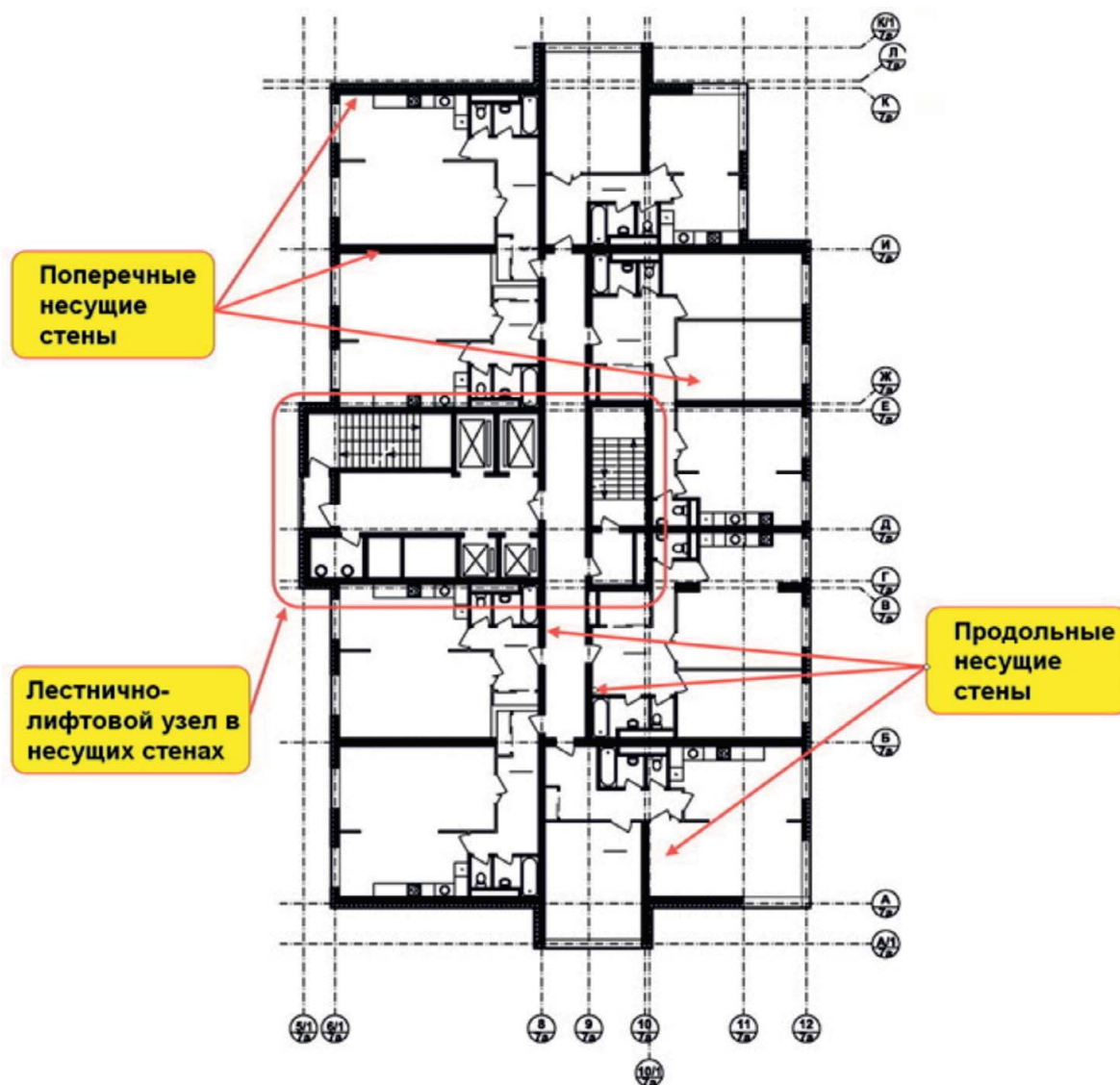


Рис. 2.2. Стеновая несущая система здания

Рамно-связевая несущая система наиболее часто применима при строительстве многоэтажных и высотных зданий (рис. 2.3). Рамные элементы позволяют создать необходимые условия для реализации планировочных решений, а связевые конструкции обеспечивают необходимый уровень жесткости несущей системы. Количество связевых элементов определяется по результатам оценки соответствия результатов расчета критериям второй группы предельных состояний. Подробнее основы метода расчетных предельных состояний изложены в монографии [1].

Так как в высотных зданиях габариты этажа невелики относительно высоты здания, то обеспечение необходимого уровня жесткости является достаточно сложной задачей, для решения которой применяются рамно-связевые несущие системы на основе ядра жесткости (рис. 2.4)

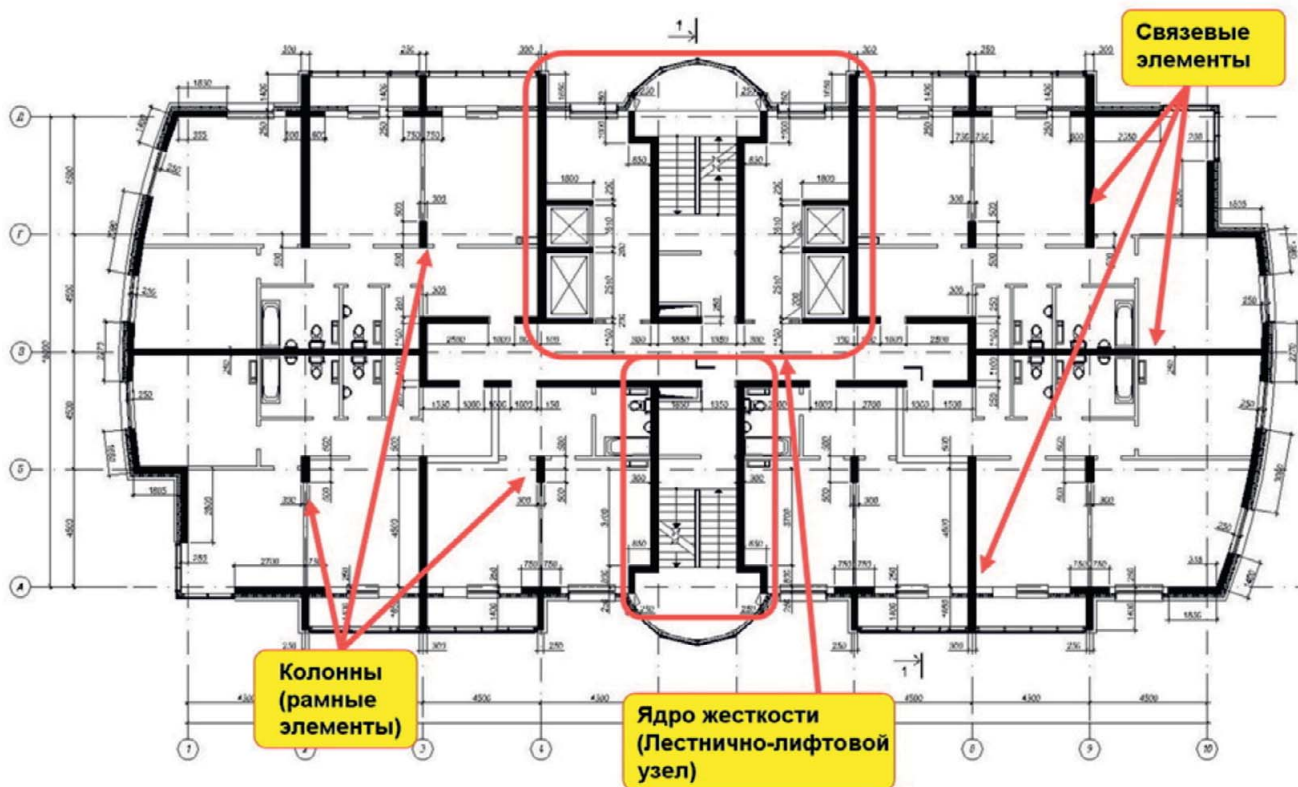


Рис. 2.3. Рамно-связевая несущая система

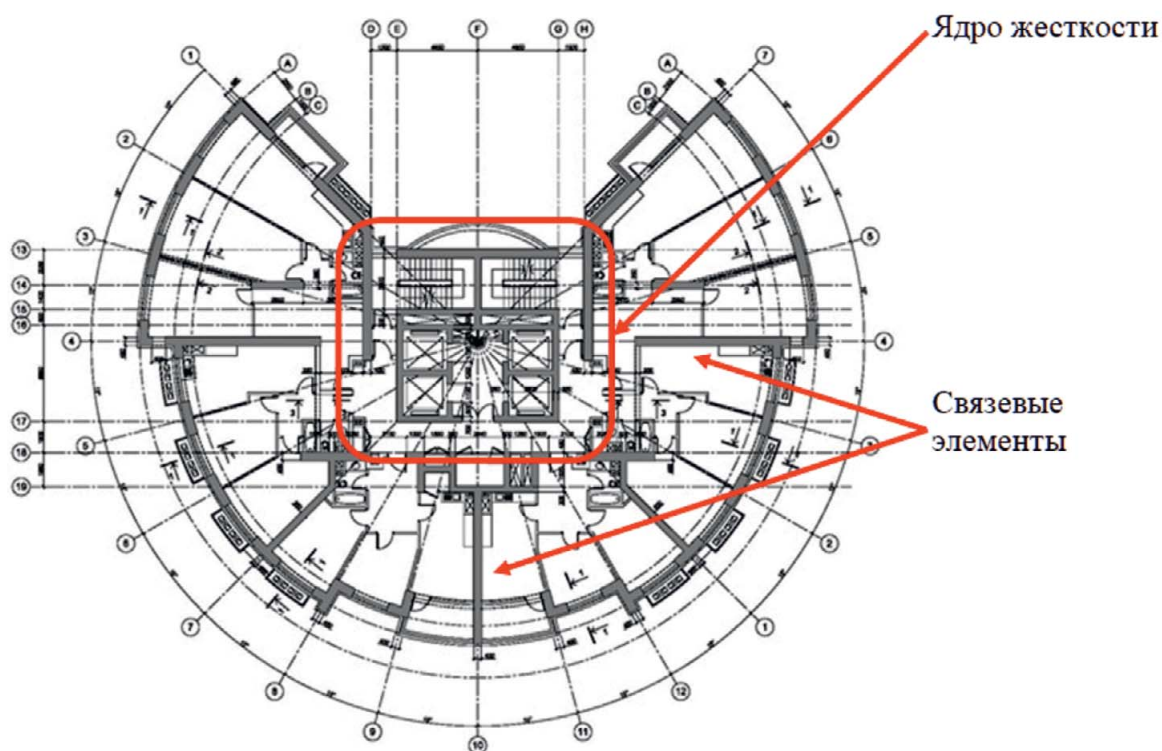


Рис. 2.4. Рамно-связевая несущая система с ядром жесткости

К высотным зданиям предъявляется целый ряд специальных требований [3]. Одним из наиболее важных требований является обеспечение противопожарной безопасности. Для этих целей выполняется разделение здания по высоте на несколько пожарных отсеков, разделенных этажами-убежищами с повышенным уровнем жесткости. Несущие конструкции таких этажей должны обладать высокой огнестойкостью (как правило, не менее 4 ч), которая достигается использованием желе-

зобетона в качестве основного материала. При этом толщина железобетонных стен и перекрытий обычно требуется не менее 250 мм.

Наличие этажей-убежищ также упрощает разводку инженерных сетей по высоте здания и играет важную роль в обеспечении защиты здания от прогрессирующего обрушения [4].

Конструктивная система этажей-убежищ обладает значительно большей жесткостью по сравнению с типовыми этажами, что приводит к наличию в несущей системе в целом ярусов конструкций повышенной жесткости — так называемых аутригерных этажей (рис. 2.5).

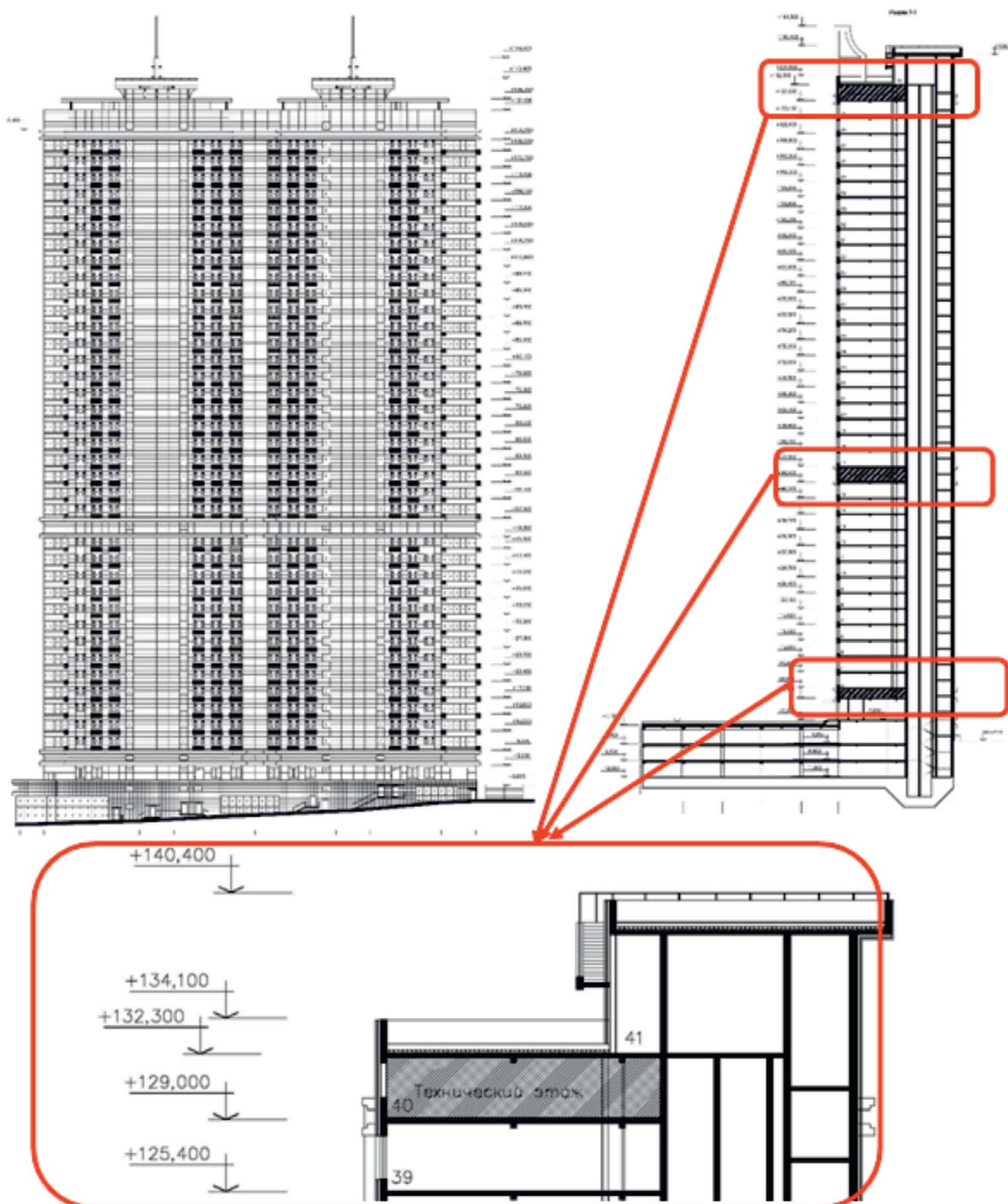


Рис. 2.5. Рамно-связевая несущая система с этажами повышенной жесткости (аутригерные этажи);
внизу — аутригерный этаж

Наличие ярусов с повышенной жесткостью существенно влияет на распределение усилий и напряжений в элементах несущей системы здания. Это обстоятельство требует учета при создании расчетной схемы и выборе технологии расчетного анализа (см. главу 5).

В несущих системах монолитных железобетонных многоэтажных и высотных зданий можно выделить следующие конструктивные элементы:

- фундаменты (чаще всего в качестве фундаментов применяют монолитные железобетонные фундаментные плиты или свайные (свайно-плитные) фундаменты с монолитным железобетонным плитным ростверком);
- вертикальные несущие конструкции: колонны, пилоны, стены жесткости, стены, формирующие лестнично-лифтовые блоки (ядра жесткости);
- горизонтальные несущие конструкции: перекрытия и покрытия различного вида.

Обычно в первую очередь компонуются вертикальные несущие конструкции типовых этажей. Следующим этапом, если планировки первых и типовых этажей позволяют и форма здания относительно проста, конструкции типовых этажей проецируют на нижележащие уровни, по возможности с наименьшим числом изменений. В этом случае общая несущая система формируется наиболее просто.

В случае более сложных объемно-планировочных решений требуется анализ возможности сохранения положения вертикальных несущих конструкций типовых этажей на нижележащих уровнях и, при необходимости, проектирование распределительных несущих конструкций, позволяющих перераспределить усилия от вышележащих стен и колонн на вертикальные несущие конструкции нижней зоны (подвал (автостоянка), 1-й этаж).

На рис. 2.6, *а* показан типовой этаж жилого дома, вертикальные несущие конструкции которого решены в стеновом варианте. При проецировании стен в нижние этажи выявлена невозможность реализации технологии автостоянки, так как несущие конструкции располагаются в зонах проездов и парковочных мест (рис. 2.6, *б*).

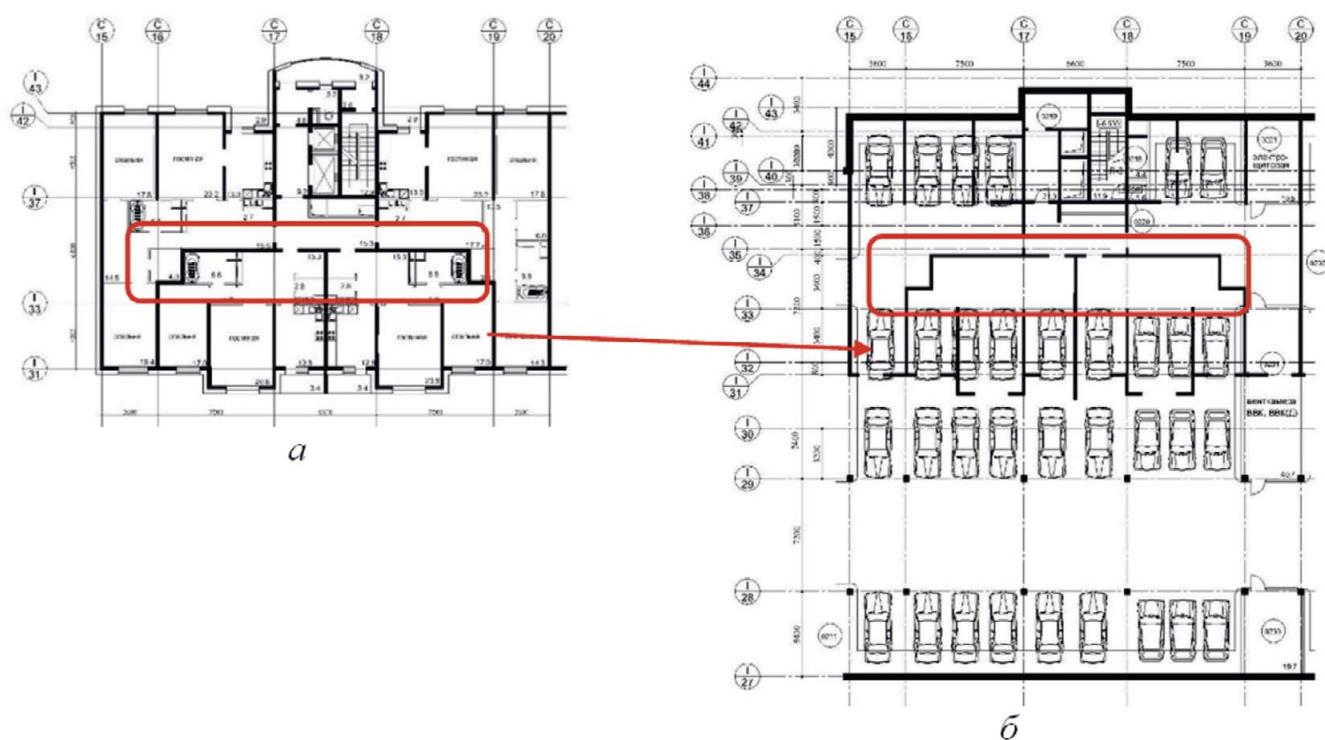


Рис. 2.6. Проецирование стен типового этажа в уровень подземной автостоянки:

а — типовой этаж; *б* — подземная автостоянка

Для обеспечения возможности устройства в подземной части здания парковки необходимо вынести вертикальные несущие конструкции из проездов и парковочных мест (рис. 2.7).

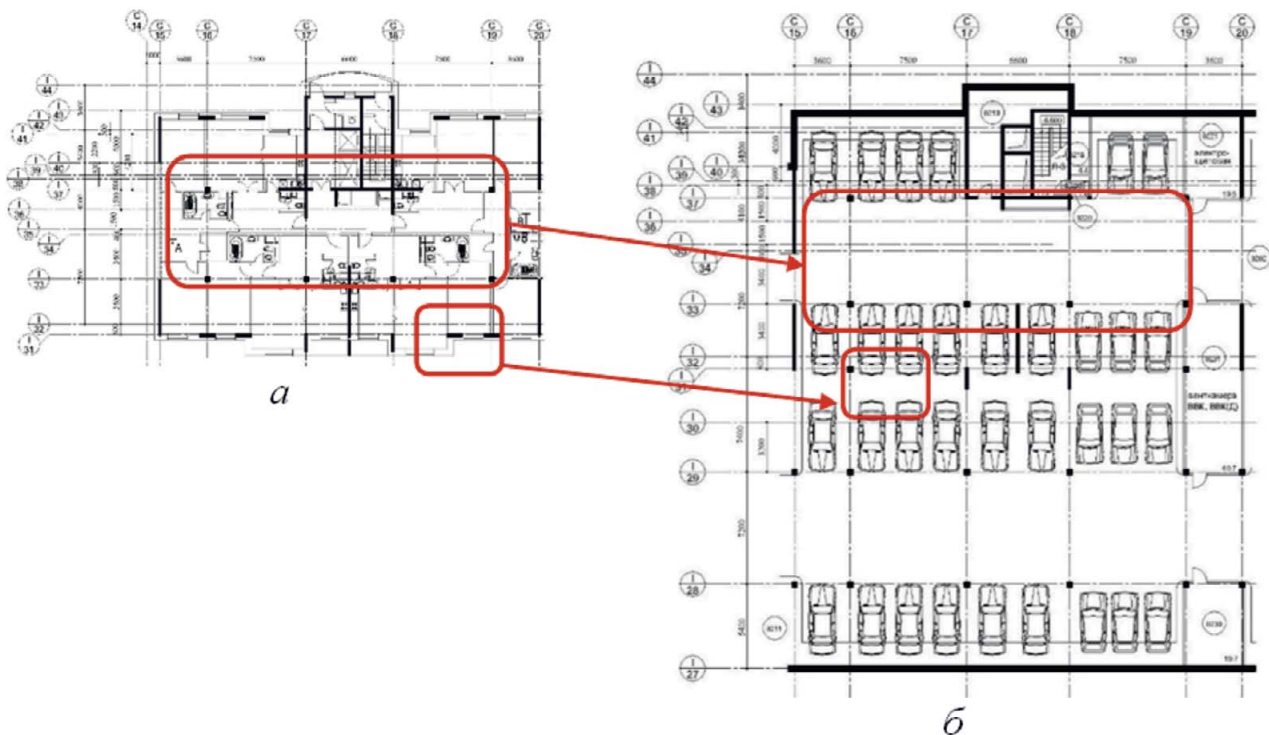


Рис. 2.7. Проецирование откорректированных вертикальных несущих конструкций типового этажа в уровень подземной автостоянки: *а* — типовой этаж; *б* — подземная автостоянка

Для освобождения зон автостоянок требуется введение в несущую систему дополнительных несущих конструкций, позволяющих выполнить переопирание вышерасположенных стен и колонн. В данном случае такими конструктивными элементами могут стать балки-стенки, располагаемые в зонах перепада отметок перекрытия, которые будут являться опорами для вышележащих вертикальных несущих конструкций (рис. 2.8).

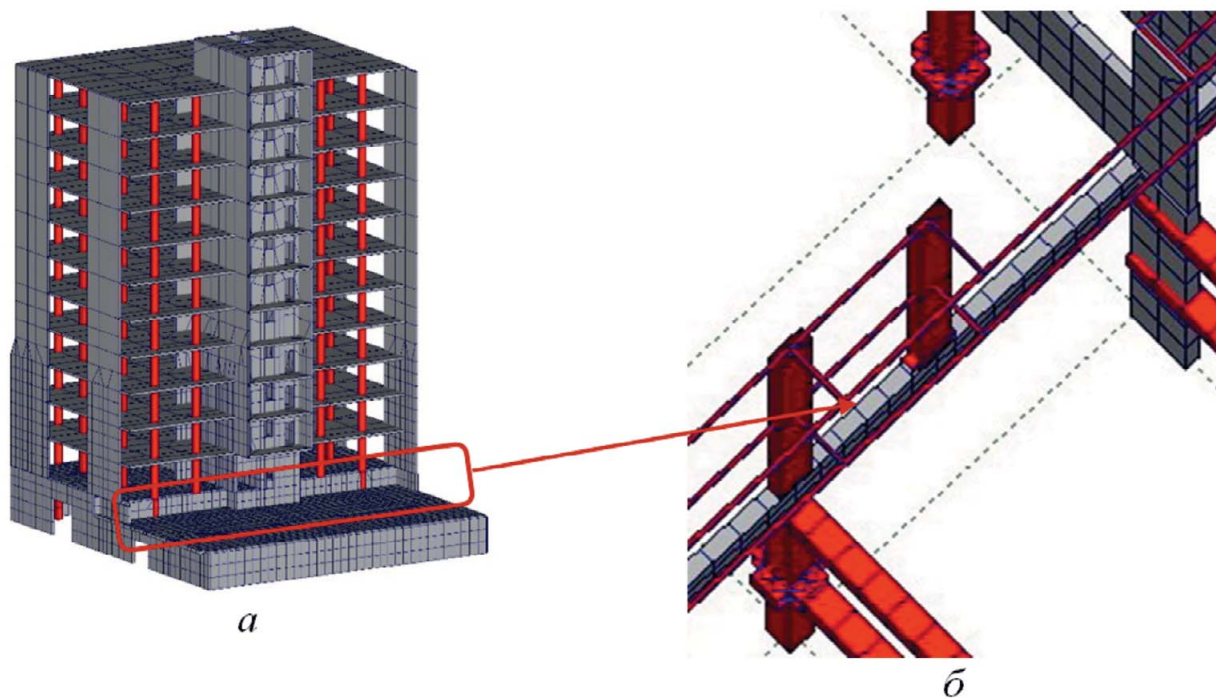


Рис. 2.8. Принцип переопирания вертикальных несущих конструкций:
а — общий вид расчетной модели несущей системы; *б* — балка-стенка в зонах перепада отметок перекрытия

Основной расход бетона и арматуры идет на устройство монолитных железобетонных перекрытий типовых этажей. В этой связи проектирование экономичных и при этом соответствующих всем нормам конструкций во многом позволит обеспечить требуемый уровень экономичности несущей системы в целом. Ввиду вышесказанного проектирование и расчетный анализ целесообразно начинать с конструкций монолитного железобетонного перекрытия типового этажа.

Нормативные документы требуют для проектируемых конструкций обеспечения выполнения критериев предельных состояний первой и второй групп. Для конструкций монолитного железобетонного перекрытия типового этажа основными проверками являются:

- проверка несущей способности нормальных и наклонных сечений плиты перекрытия (первая группа предельных состояний [5]);
- проверка несущей способности в зоне сопряжения перекрытия с вертикальными несущими конструкциями по критерию продавливания (первая группа предельных состояний [5]);
- проверка деформаций плиты перекрытия типового этажа (вторая группа предельных состояний [6]).

После назначения конструктивных решений типового этажа (при условии подтверждения по результатам расчетного анализа соответствия принятых конструктивных решений требованиям действующих норм) выполняется расчетный анализ несущей системы здания в целом. По результатам статического расчета определяются эффекты, вызываемые нагрузками и воздействиями на здание в целом. Это позволяет выполнить проверки критериев первой и второй групп предельных состояний для несущей системы в целом и отдельных конструктивных элементов. Основными проверками являются:

- проверка несущей способности нормальных и наклонных сечений вертикальных несущих конструкций — колонн, пилонов и стен (первая группа предельных состояний [5]);
- проверка несущей способности нормальных и наклонных сечений конструкций фундаментной плиты (плитного ростверка) (первая группа предельных состояний [5]);
- проверка несущей способности в зоне опирания вертикальных несущих конструкций на фундаментную плиту (плитный ростверк) по критерию продавливания (первая группа предельных состояний [5]);
- проверка максимальных абсолютных и относительных деформаций фундамента (вторая группа предельных состояний [6]);
- проверка максимальных ускорений при ветровых воздействиях, относительных горизонтальных смещений системы в целом и относительных горизонтальных смещений смежных этажей (вторая группа предельных состояний [6]).

Поскольку эффект, вызываемый нагрузками и воздействиями на здание в целом, существенно зависит от условий взаимодействия несущей системы с внешней средой (податливость оснований, ограничения деформаций внешними конструкциями и проч.), требуется включить в расчетную модель внешние связи и их характеристики.

Несущая система любого здания в рамках своего жизненного цикла проходит через различные стадии работы: стадия возведения, стадия эксплуатации, стадия особых воздействий, стадия реконструкции и стадия демонтажа. Принято каждую такую стадию рассматривать в виде отдельной расчетной ситуации. Однако когда система переходит от одной стадии к другой, у нее уже сформировано некоторое напряженно-деформированное состояние. В этой связи корректные результаты расчетного анализа могут быть получены при последовательном многоэтапном рассмотрении системы расчетных ситуаций с обеспечением наследования НДС от одной расчетной ситуации к другой (см. главу 5).

3. СТАТИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ МОДЕЛИ ТИПОВОГО ЭТАЖА

Основные этапы расчета:

1. Разработка (создание) расчетной модели несущих конструкций типового этажа.
2. Проверка расчетной модели.
3. Разработка модели нагрузок и воздействий.
4. Выполнение расчета и анализ результатов.

3.1. Создание расчетной модели несущих конструкций типового этажа

Разработка (создание) расчетной модели несущих конструкций типового этажа включает следующие технологические этапы:

- разработка конструктивной схемы вертикальных несущих конструкций типового этажа;
- моделирование вертикальных несущих конструкций типового этажа и их сечений;
- создание модели перекрытия типового этажа;
- создание связей между конструктивными элементами (внутренние связи) и связей между несущей системой и внешней средой (внешние связи).

3.1.1. Разработка системы вертикальных несущих конструкций типового этажа

Выбирая положение вертикальных несущих конструкций, необходимо обеспечить реализацию архитектурных решений и, насколько это возможно, встроить конструкции в имеющиеся планировки. То есть их необходимо разместить таким образом, чтобы они не оказывались посреди жилой комнаты или холла (коридора). В дополнение к этому несущие конструкции следует размещать вблизи отверстий для пропуска инженерных коммуникаций, что позволяет выполнять опирание перекрытий в зонах, ослабленных отверстиями (рис. 3.1).

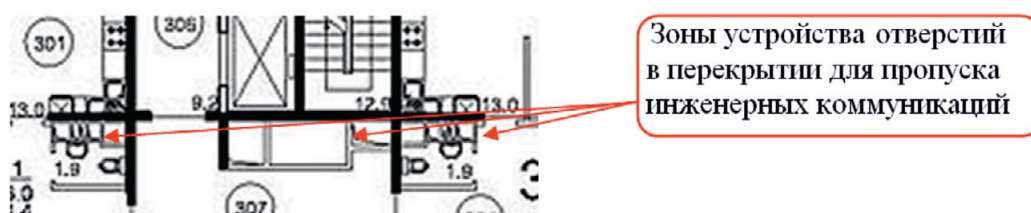


Рис. 3.1. Размещение элементов вертикальных несущих конструкций вблизи устройства отверстий для пропуска инженерных коммуникаций

Зоны лестнично-лифтовых узлов в большинстве случаев целесообразно выгораживать железобетонными стенами. Это позволяет как сформировать ядро жесткости, являющееся важным элементом обеспечения пространственной жесткости здания в целом, так и обеспечить необходимую огнестойкость конструкций на путях эвакуации.

Если лестнично-лифтовой блок располагается у одной из наружных стен (рис. 3.2), то рекомендуется разместить железобетонную поперечную стену с противоположной стороны плана здания. Также железобетонные стены целесообразно размещать по торцам секции (при этом в стенах необходимо предусмотреть проемы, обеспечивающие проход между секциями в период строительства). Вышеобозначенные приемы компоновки вертикальных несущих конструкций дают возможность формировать систему с симметричным (насколько это возможно) распределением жесткостей в пределах этажа.

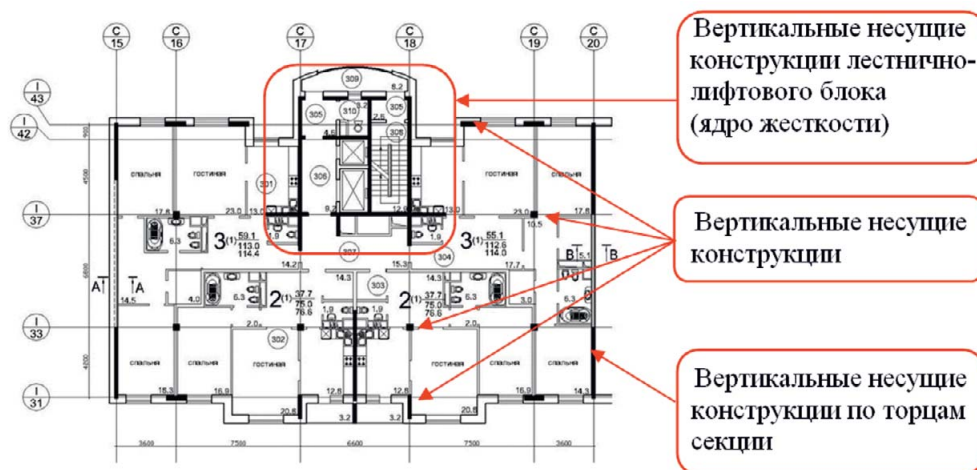


Рис. 3.2. Разработка системы вертикальных несущих конструкций типового этажа

Сетку разбивочных осей целесообразно компоновать в соответствии с положением вертикальных несущих конструкций типового этажа (в идеале разбивочные оси размещаются по осям симметрии стен и колонн). Это удобно при сборке расчетной схемы этажа и позволит минимизировать отклонения несущих конструкций от проектного положения при последующем возведении здания.

3.1.2. Моделирование вертикальных несущих конструкций типового этажа и их сечений

Моделирование несущих конструкций типового этажа целесообразно начинать с этапа задания вертикальных несущих конструкций. Это определяется особенностями моделирования зоны контакта вертикальных несущих конструкций с перекрытием. Деформации перекрытия в пределах пятна сечения опорной конструкции незначительны и ими можно пренебречь. В этой связи для моделирования стыка применяют особые КЭ, имеющие наименование «абсолютно жесткое (твердое) тело» (АЖТ). АЖТ формируется на основе базового узла, расположенного в центре тяжести поперечного сечения колонны (пилона), и набора узлов, расположенных по контуру сечения колонны (пилона). Отсутствие АЖТ в местах опирания перекрытий приведет к существенно завышенным пиковым значениям усилий в контактной зоне перекрытия, не соответствующим действительной схеме работы конструкции.

Сам конечный элемент АЖТ представляет из себя набор условий для величин перемещений узлов расчетного пространства с привязкой таких условий к базовому узлу, который является одним из узлов КЭ типа стержень, моделирующих колонну (пилон), либо одним из узлов КЭ типа оболочка, моделирующих стену (рис. 3.3).

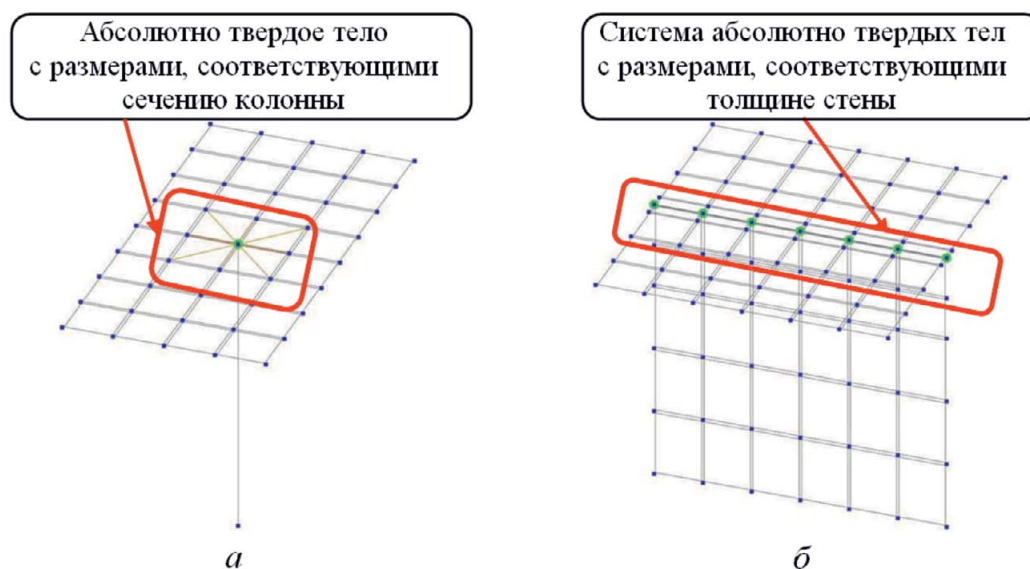


Рис. 3.3. Моделирование зоны опирания перекрытия на колонны (стены):
а — моделирование опирания на колонну; б — моделирование опирания на стену

При сборке расчетной схемы необходимо проконтролировать положение узлов перекрытия в зоне установки АЖТ: при моделировании стыка с колонной шаг узлов перекрытия должен быть равен половине соответствующего размера колонны (см. рис. 3.3, а), а при моделировании опирания на стену шаг узлов перекрытия в направлении, перпендикулярном плоскости стены, — половине толщины стены (см. рис. 3.3, б).

Уточнение: для стен толщиной, не превышающей 250 мм, отсутствие АЖТ в местах опирания перекрытий не оказывает существенного влияния на результаты статических расчетов.

Таким образом, до начала геометрического моделирования перекрытия в расчетной схеме уже должно быть задано положение вертикальных несущих конструкций (стен, пилонов и колонн) и положение узлов по контуру зоны опирания перекрытия на вертикальные несущие конструкции. Это позволит при дальнейшей генерации сетки КЭ перекрытия иметь общие узлы для вертикальных несущих конструкций и перекрытий, связанные не только с осями вертикальных несущих конструкций, но и с сечением последних (рис. 3.4).

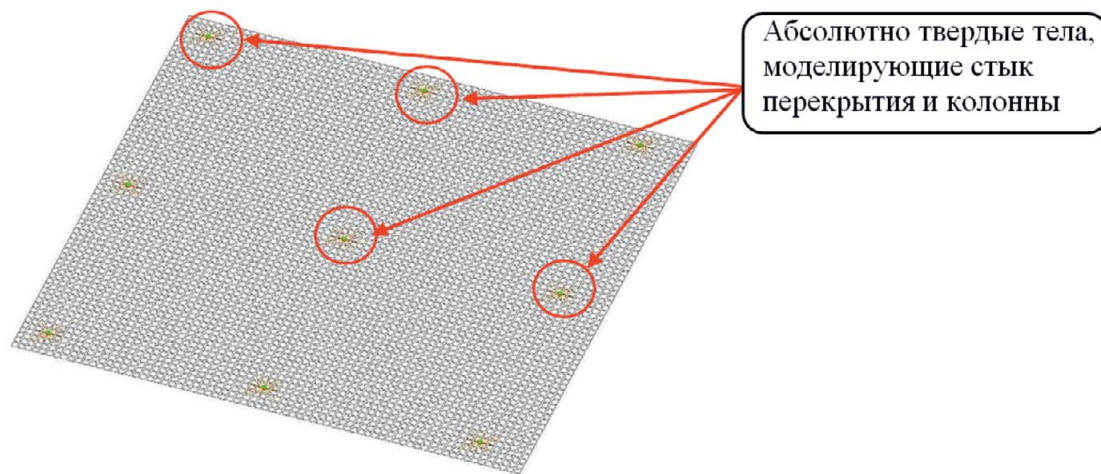


Рис. 3.4. Результат моделирования колонн (пилонов) с учетом узлов стыка с перекрытием

Назначение жесткостных характеристик вертикальных несущих конструкций выполняется средствами применяемого ВК. Назначаются размеры поперечного сечения стержневых КЭ (толщина для плоскостных КЭ) и характеристики материалов. На рис. 3.5 показан результат моделирования вертикальных несущих конструкций для одного этажа.

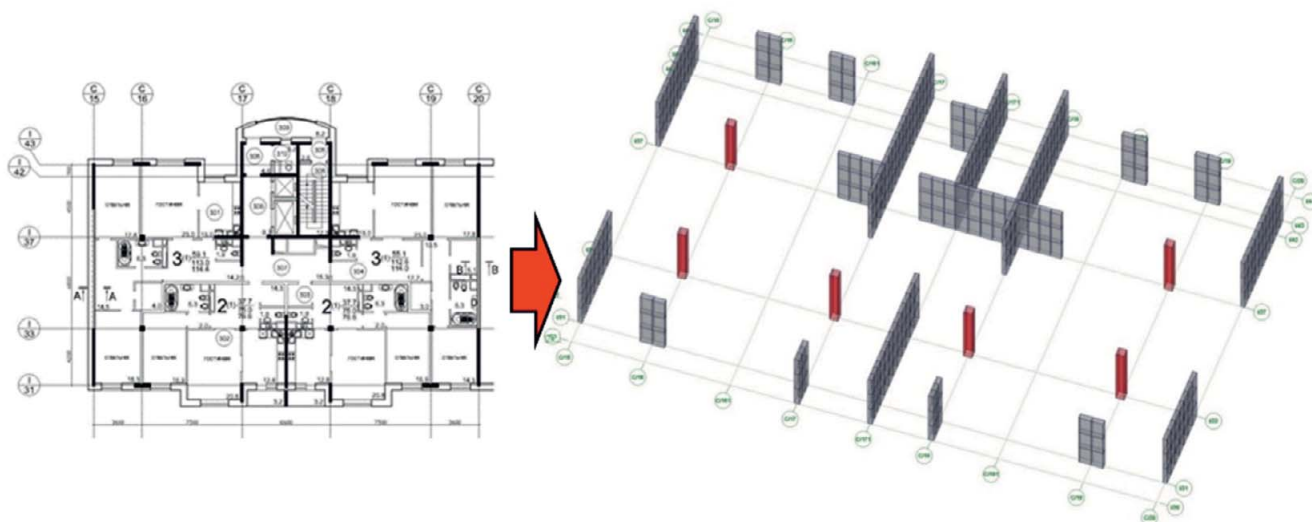


Рис. 3.5. КЭ-модель вертикальных несущих конструкций этажа

3.1.3. Формирование конечноэлементной модели перекрытия типового этажа

Как правило, современные ВК (SCAD, «ЛИРА» и др.) имеют в препроцессоре модули, облегчающие процесс генерации конечноэлементной сетки для плоскостных конструкций. Одной из таких моделей является модуль, позволяющий генерировать сетку конечных элементов на контуре по произвольно выбранным узлам. Важным условием является то, что генерация сетки пластинчатых КЭ выполняется с учетом всех узлов, существовавших в пределах выделенной области плоской конструкции до начала процедуры генерации, благодаря чему набор пластинчатых КЭ, полученных в результате генерации, будет иметь общие узлы с ранее созданными вертикальными несущими конструкциями (см. п. 3.1.2). В случае неточного построения узлы КЭ вертикальных несущих конструкций могут не попадать в плоскость перекрытия. Такая ошибка приведет к отсутствию контакта между КЭ вертикальных несущих конструкций и КЭ перекрытия. Наличие таких ошибок в дальнейшем необходимо проверить при просмотре деформированной схемы, полученной по результатам статического расчета.

Как правило, для моделирования перекрытий используются КЭ типа «оболочка». Построение сетки конечных элементов выполняется встроенными в расчетный комплекс инструментами, один

из которых — «генератор сетки пластинчатых КЭ на заданных узлах», а процедура, выполняемая этим инструментом, часто именуется процедурой триангуляции с созданием сетки пластинчатых КЭ на заданных узлах. При этом, как правило, предлагается набор опций, таких как: объединить треугольные КЭ в четырехугольные; ввести промежуточные узлы между имеющимися узлами по линии триангуляции; определить максимальный размер создаваемого конечного элемента и т.п. Набор опций, позволяющих упростить генерацию сетки КЭ, может существенно различаться в различных ВК.

Размер КЭ должен позволять проанализировать напряжения на приопорных зонах перекрытий, в которых напряжения изменяются максимально быстро на единицу длины. Так, например, при пролете 6,0 м сетка КЭ с размерами 1,0 м не позволит детально проанализировать приопорную зону, на которой будет расположена сетка 4×4 КЭ. При моделировании перекрытия размер КЭ не должен быть чрезмерно малым и чрезмерно большим. Практический опыт показывает, что достаточно корректные результаты можно получить при сетке КЭ с размерами, равными или близкими к толщине перекрытия. Так, для перекрытий толщиной 180–220 мм КЭ могут быть приняты размером 200 мм. Для перекрытий с толщиной 240–300 мм КЭ могут быть приняты размером 250–300 мм. Нужно отметить, что в пролетной зоне такая мелкая сетка КЭ не является необходимой, что позволяет при необходимости использовать более крупную сетку КЭ.

Контур триангуляции для генерации сетки пластинчатых КЭ определяется специальным инструментом препроцессора — так называемой резиновой триангуляционной нитью, которую привязывают тем или иным способом к узлам расчетного пространства (рис. 3.6).

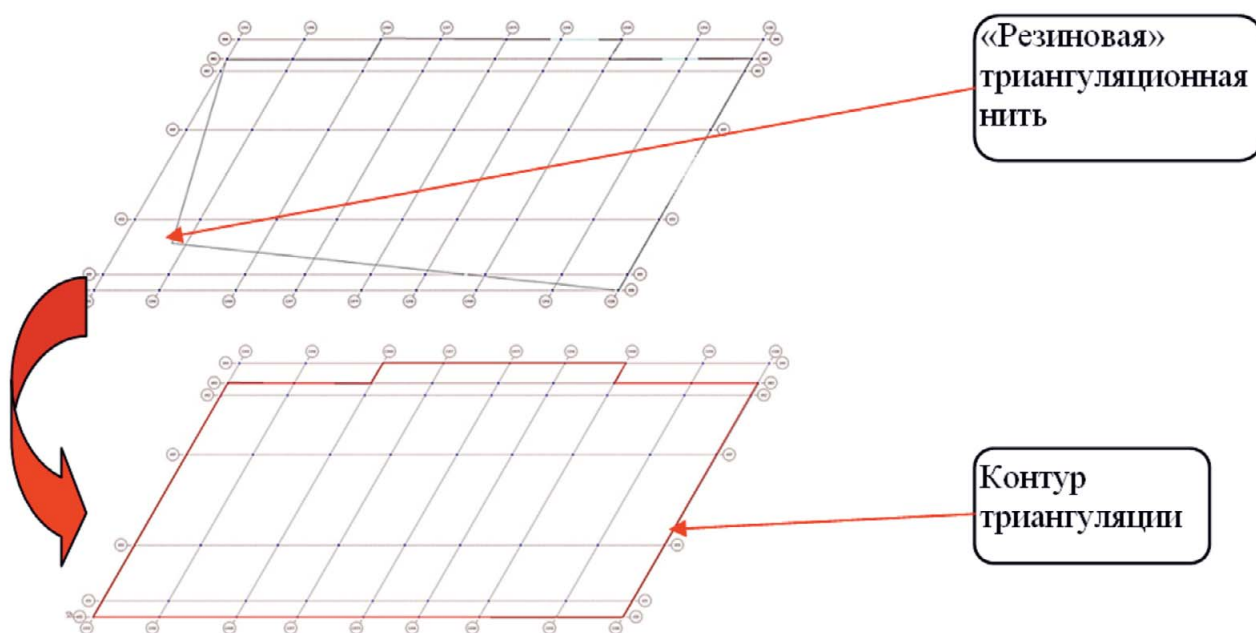


Рис. 3.6. Процедура формирования контура для генерации сетки пластинчатых КЭ

После задания контура триангуляции расчетный комплекс генерирует сетку пластинчатых конечных элементов. При этом полученная сетка КЭ не всегда является приемлемой (удобной) для дальнейшей работы (рис. 3.7). Считается, что сетка КЭ удобна, если полученный набор КЭ обладает свойством регулярности, т.е. конечные элементы подобны друг другу. Необходимо также избегать вытянутых («игольчатых») пластинчатых КЭ. Более приемлемая сетка пластинчатых КЭ показана на рис. 3.8.

Результат моделирования несущих конструкций перекрытия типового этажа представлен на рис. 3.9.

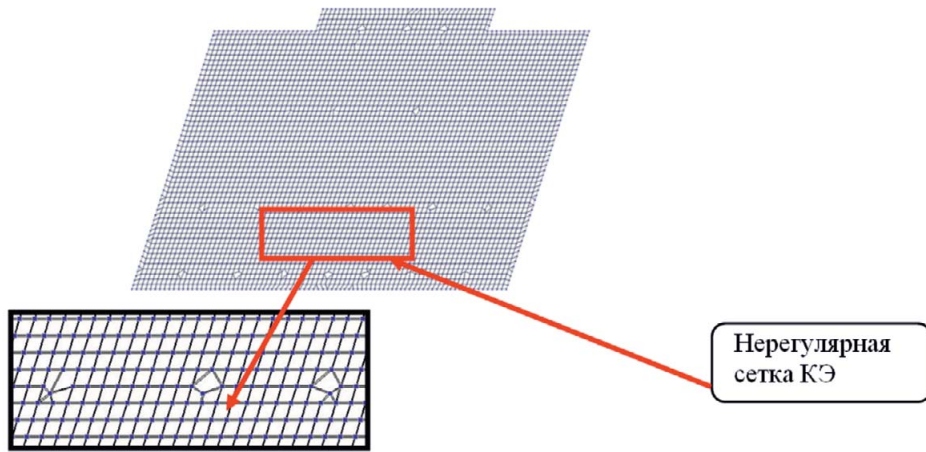


Рис. 3.7. Неприемлемая (неудобная) сетка КЭ

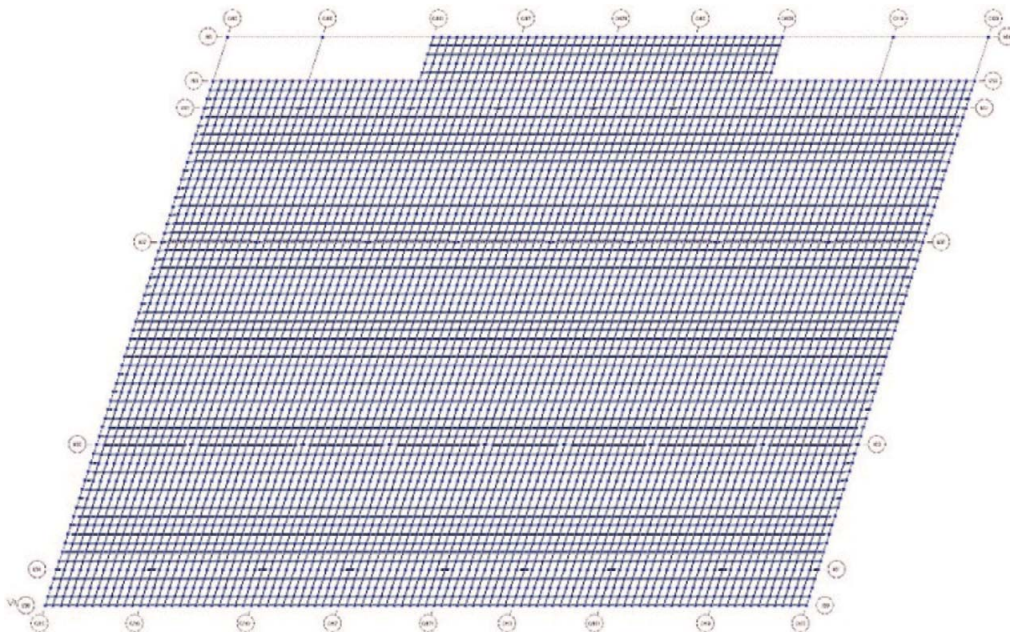


Рис. 3.8. Приемлемая (удобная) сетка КЭ

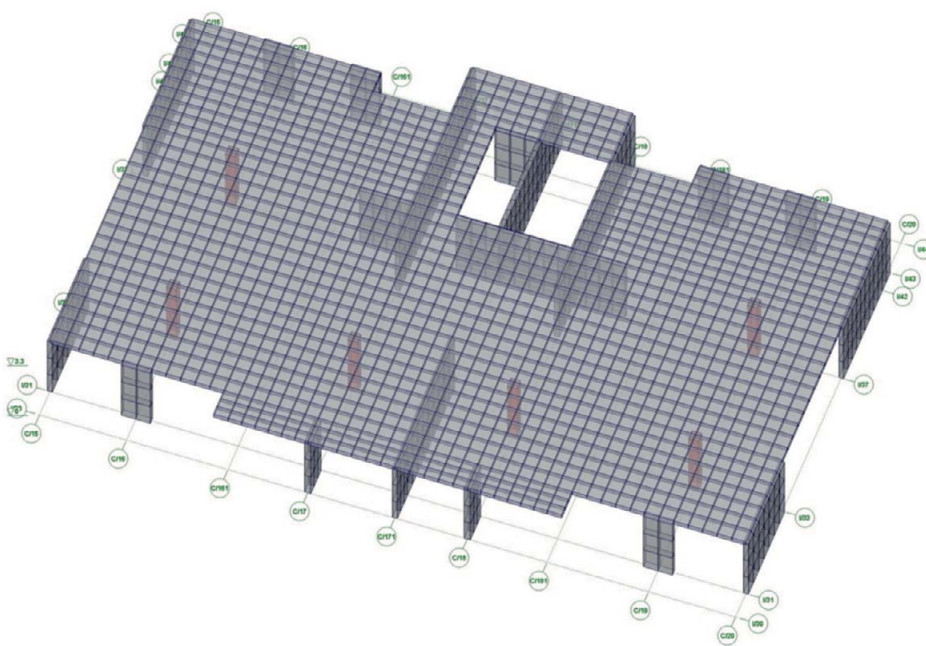
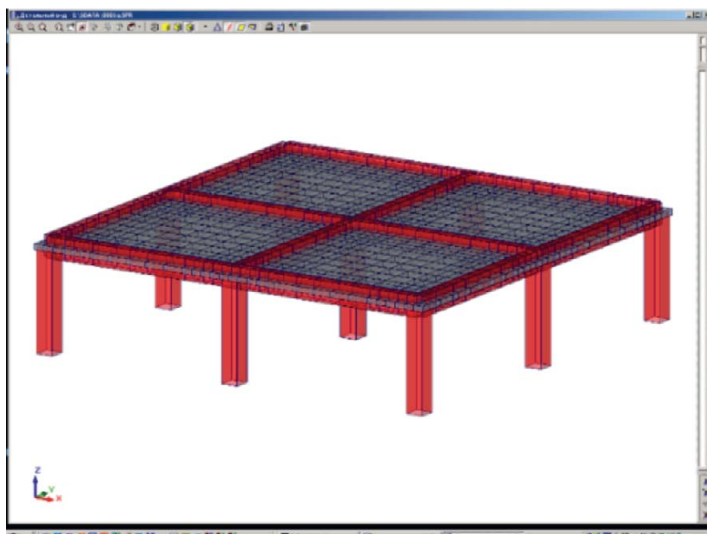
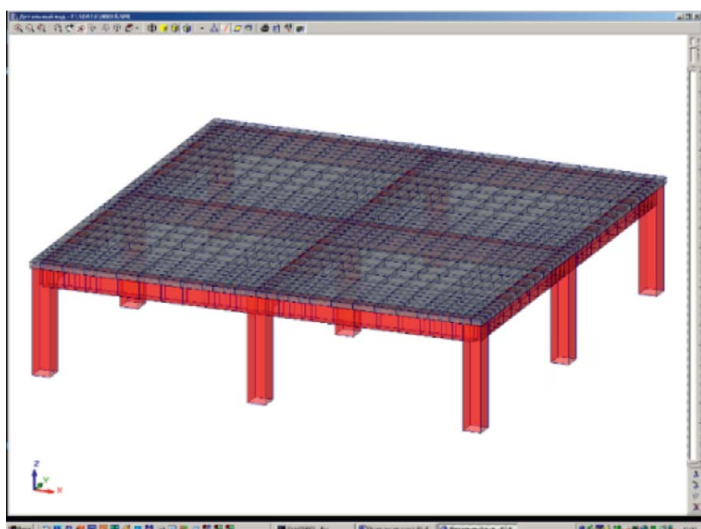


Рис. 3.9. Результат моделирования несущих конструкций перекрытия типового этажа

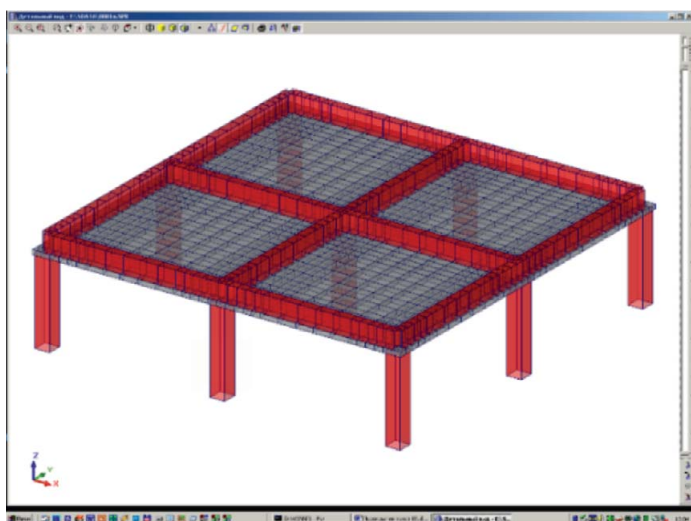
При наличии балок в конструктивной схеме перекрытий необходимо учитывать их действительное положение относительно нейтральной оси плиты перекрытия. Как правило, балки моделируются стержневыми КЭ. Для задания смещения оси, проходящей через центр тяжести сечения стержневого КЭ, относительно нейтральной оси плиты перекрытия требуется ввести абсолютно жесткие вставки в начало и в конец стержня. Примеры возможного положения балок относительно нейтральной оси плиты перекрытия показаны на рис. 3.10.



a — ось балки, проходящая через центр тяжести сечения, и нейтральная ось плиты перекрытия совпадают



b — ось балки, проходящая через центр тяжести сечения, находится ниже нейтральной оси плиты перекрытия. Верхние плоскости балки и плиты перекрытия совпадают.



в — ось балки, проходящая через центр тяжести сечения, находится выше нейтральной оси плиты перекрытия. Нижние плоскости балки и плиты перекрытия совпадают.

Рис. 3.10. Примеры положения балок относительно нейтральной оси перекрытия

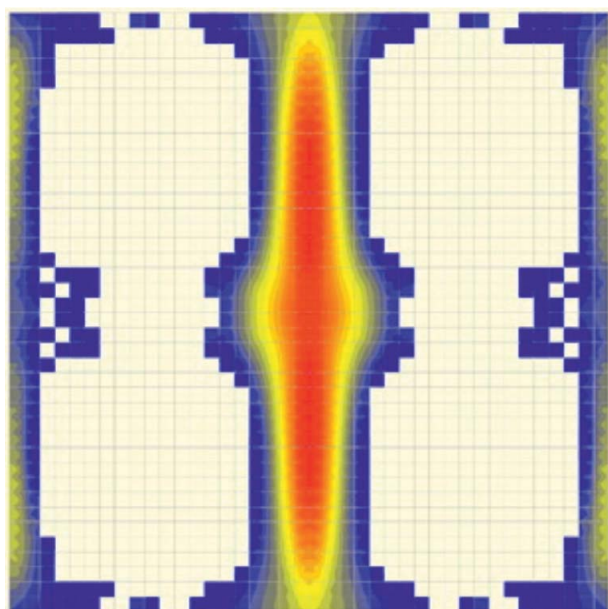
То, как балка замоделирована относительно нейтральной оси перекрытия, существенно сказывается на формировании напряжений как в балке, так и в плите перекрытия, получаемых по результатам статического расчета.

Если нейтральная ось балки находится ниже нейтральной оси перекрытия (традиционная схема устройства балок — см. рис. 3.10, б), плита перекрытия включается в центре пролета в сжатую часть рабочего сечения балочного перекрытия. При таком конструктивном решении обеспечивается наиболее полное использование балки как элемента жесткости в составе монолитного перекрытия.

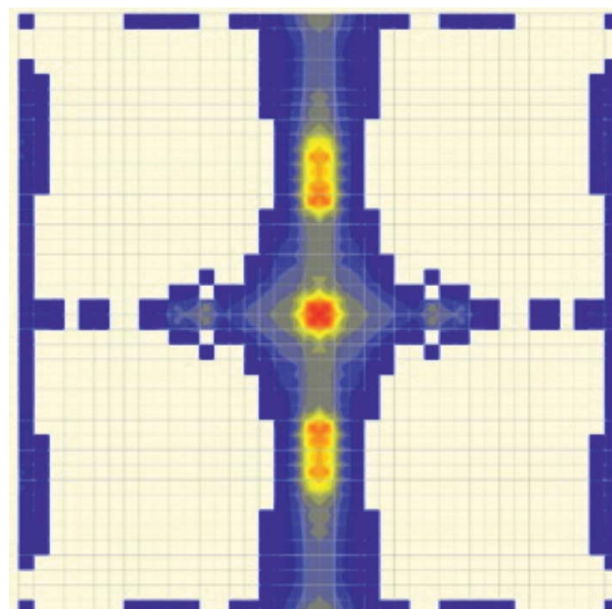
При положении «нейтральная ось балки выше нейтральной оси перекрытия» (см. рис. 3.10, в) балка также является достаточно эффективным элементом жесткости, однако степень эффективности может быть несколько ниже, чем по схеме рис. 3.10, б.

При совпадении нейтральной оси балки с нейтральной осью перекрытия (рис. 3.10, а) балка в минимальной степени влияет на работу перекрытия и крайне редко (за исключением специально оговоренных условий) используется при конструировании перекрытий. Учитывая вышесказанное, схема на рис. 3.10, а демонстрирует ошибку моделирования, так как сформирована без учета реального положения конструкции, аппроксимируемой стержневым КЭ.

Влияние способа моделирования положения балки в балочном перекрытии можно проиллюстрировать при сопоставлении результатов расчета армирования моделей типов А и типа Б, рассмотренных выше (см. рис. 3.10). В приведенном примере приняты идентичные величины сечений, прочностных показателей и нагрузок (рис. 3.11).



$$A_{Smax} = 4,35 \text{ см}^2/\text{м пог.}$$



$$A_{Smax} = 15,45 \text{ см}^2/\text{м пог.}$$

Рис. 3.11. Примеры расчетного армирования верхней зоны плиты перекрытия при различном положении балки относительно нейтральной оси перекрытия (слева — модель типа А, справа — модель типа Б)

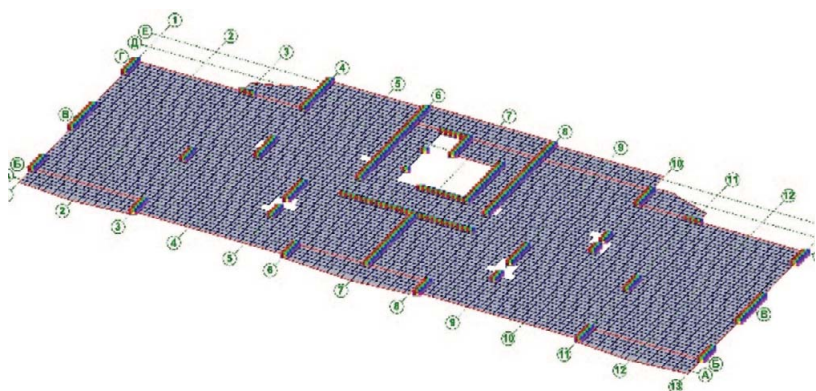
Анализ напряженно-деформированного состояния (НДС) плиты перекрытия показывает, что в модели типа А балка, аппроксимируемая стержнем с положением нейтральной оси, совпадающим с нейтральной осью плиты, не выполняет, по существу, функцию опорной конструкции, о чем свидетельствуют малые величины требуемого армирования верхней зоны перекрытия. И наоборот, в модели типа Б балка, расположенная в расчетной схеме ниже оси перекрытия, выполняет функции опоры в той степени, которая соответствует сечению (жесткости) балки, что приводит к увеличению требуемого армирования более чем в 3 раза.

Таким образом, для получения корректных и достоверных результатов статического расчета модели перекрытия необходимо моделировать элементы конструкций в соответствии с их фактическим положением и особенностями работы.

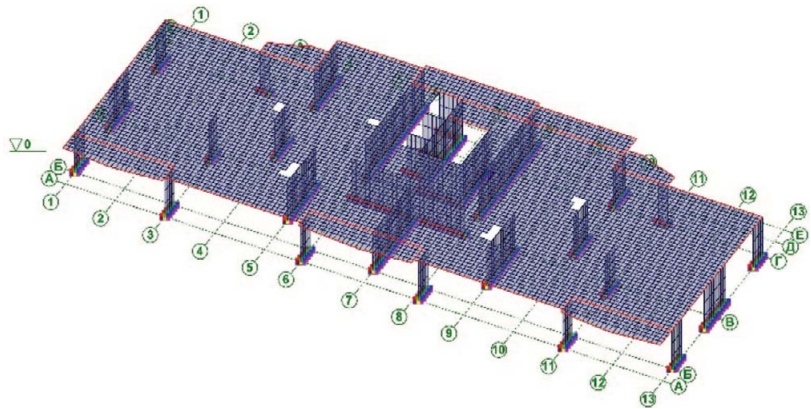
3.1.4. Создание связей между конструктивными элементами (внутренние связи) и связей между несущей системой и внешней средой (внешние связи)

При расчетах монолитных железобетонных перекрытий все элементы перекрытия и вертикальных несущих конструкций монолитно (жестко) связаны между собой. Исключением могут являться сборные лестничные марши и площадки, но жесткости этих элементов незначительно влияют на формирование НДС перекрытия, и в рамках анализа НДС этажа интерес представляют лишь нагрузки от указанных конструкций.

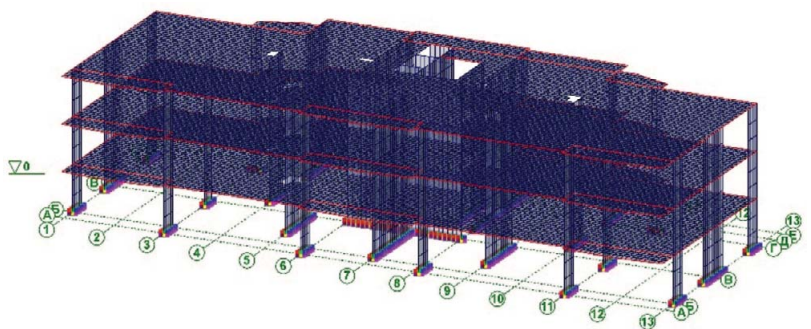
На прогноз НДС расчетной модели существенно влияют внешние связи. При моделировании необходимо учесть деформируемость (жесткость) опорных конструкций. При анализе НДС на модели отдельного этажа жесткое закрепление опорных узлов конечноэлементной модели перекрытия может существенно исказить схему деформирования и распределения усилий. Примеры, показывающие влияние условий опирания перекрытия, представлены на рис. 3.12. В рассматриваемых примерах перекрытия загружены распределенной нагрузкой 12 кПа по всей площади плиты. По результатам статического расчета определены усилия и напряжения в конечных элементах модели и выполнен подбор требуемого армирования.



Модель тип 1 — жесткое закрепление опорных узлов



Модель тип 2 — опирание на вертикальные конструкции нижнего яруса с жестким закреплением опорных узлов этих конструкций



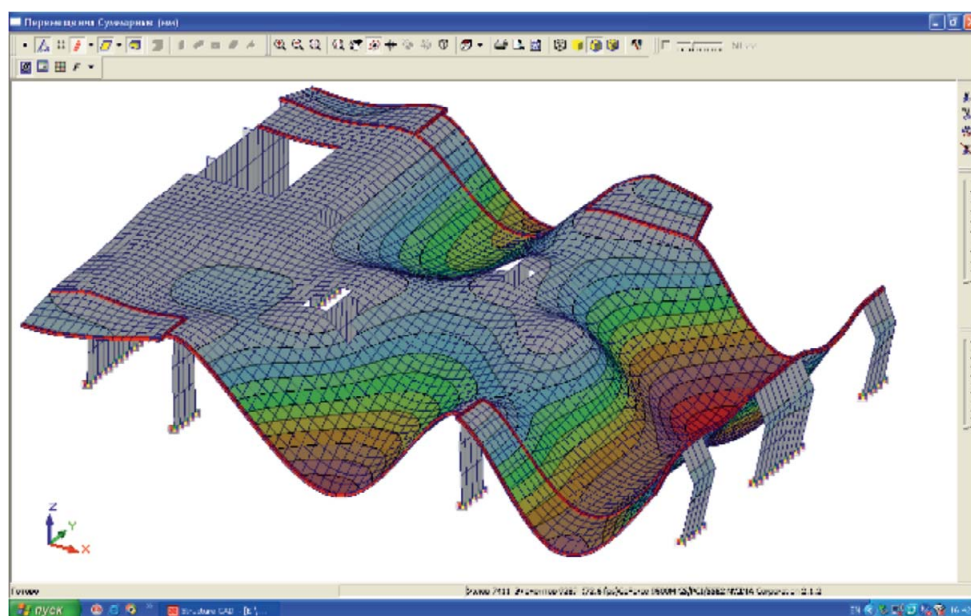
Модель тип 3 — комбинация из трех типовых этажей здания с вертикальными несущими конструкциями (узлы нижнего яруса опорных конструкций жестко закреплены). Исследуется среднее перекрытие

Рис. 3.12. Расчетные модели перекрытий с различными видами внешних связей

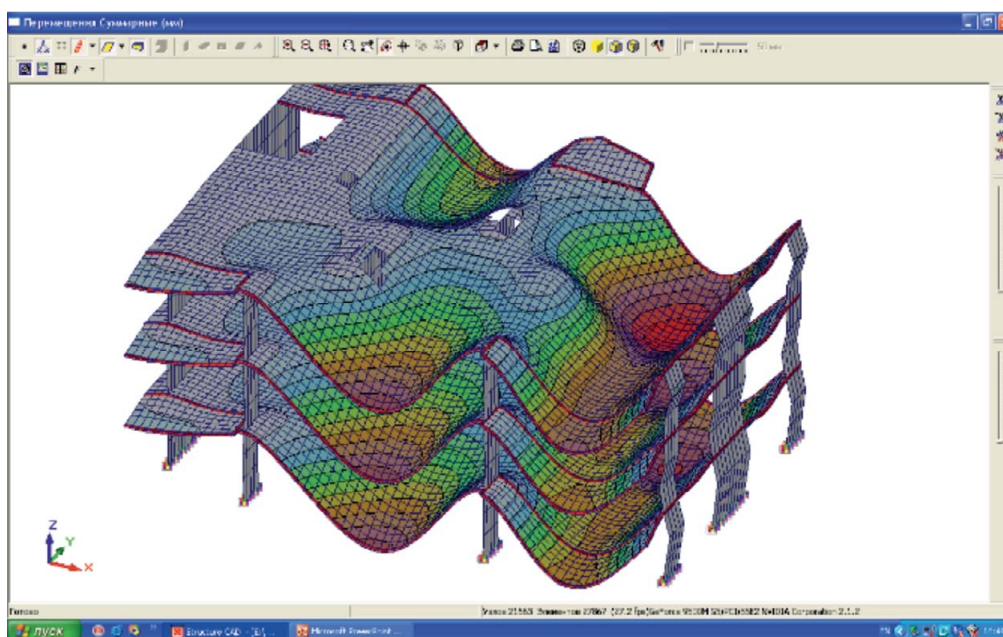
В данном случае величина расчетного армирования может являться интегральной оценкой напряженного состояния конструкции, позволяющей оценить влияние условий опирания на уровень напряжений в плите перекрытия (табл. 3.1).

Вид модели	Нижнее армирование в продольном направлении в крайнем пролете		Верхнее армирование в продольном направлении на средней опоре		Верхнее армирование в продольном направлении на крайней опоре	
	см ² /м пог.	%	см ² /м пог.	%	см ² /м пог.	%
1	7,2	100	21,0	100	21,0	100
2	9,6	126,3	19,5	92,9	12,6	60,0
3	8,7	114,5	23,1	110,0	19,8	94,3

Анализ результатов показывает, что при жестком защемлении опорных узлов в модели перекрытия типа 1 происходит неоправданный рост моментной составляющей усилий на опорах (в наибольшей степени — на крайних). При этом на деформированных схемах типов 2 и 3 видна деформация вертикальных несущих конструкций, приводящая к уменьшению усилий на опорах (рис. 3.13).



Тun 2



Тun 3

Рис. 3.13. Схемы деформирования моделей перекрытия типа 2 и типа 3

Схема деформирования модели плиты перекрытия типа 2 свидетельствует о существенных деформациях опорных конструкций крайних пролетов, что является характерным для перекрытия здания, но не перекрытий типовых этажей.

Схема деформирования модели плиты перекрытия типа 3 свидетельствует о значительно меньших углах поворота опорных конструкций промежуточного перекрытия благодаря совместной работе опорных конструкций по высоте модели.

Ввиду вышесказанного при расчетном анализе перекрытия типового этажа следует применять модель внешних связей, наиболее приближенную к реальным условиям работы и деформирования конструкций. Поскольку задание численной величины податливости узлов закрепления опорных зон перекрытия является весьма непростой задачей, вполне приемлемым представляется следующий подход:

- расчетный анализ перекрытия типового этажа следует выполнять на основе расчетной модели, состоящей из трех типовых этажей; внешние связи — закрепление опорных узлов нижнего этажа модели. При этом оценивается НДС среднего перекрытия;

- расчетный анализ покрытия следует выполнять на основе расчетной модели, состоящей из модели покрытия и модели вертикальных несущих конструкций, на которые опирается покрытие; внешние связи — закрепление опорных узлов вертикальных несущих конструкций.

3.2. Проверка расчетной модели

Корректность сформированной модели типового этажа выполняется методом анализа вида деформированной модели под нагрузкой. Как правило, проверку выполняют после выполнения геометрического моделирования, задания жесткостных характеристик конструкций и наложения внешних связей. Для первичной проверки достаточно приложить нагрузку только от собственного веса несущих конструкций. Контролируют схему деформирования модели перекрытия и совместность деформирования КЭ перекрытия и КЭ опорных конструкций.

3.3. Разработка модели нагрузок и воздействий

Модель нагрузок и воздействий на перекрытие типового этажа реализует положения нормативного документа [6] методами и технологиями применяемого ВК. Проблемы, связанные с определением нагрузок и воздействий на здания и сооружения, изложены в монографии [8].

Нагрузки и воздействия на плиту перекрытия типового этажа принимаются в соответствии с заданием на проектирование, архитектурно-планировочными решениями и СП 20.13330.2016 «Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*» [6].

Пример стандартного состава загрузений на плиту перекрытия типового этажа представлен в табл. 3.2.

Таблица 3.2

№ загрузки (L)	Наименование загрузки	Вид нагрузки
L1	Собственный вес несущих конструкций	Постоянная
L2	Нагрузка на перекрытия от полов	Временная длительно действующая нагрузка
L3	Нагрузка перекрытия (краевая зона) от ограждающих конструкций	Временная длительно действующая нагрузка
L4	Нагрузка на перекрытия от внутриквартирных и межквартирных перегородок	Временная длительно действующая нагрузка
L5	Нагрузка на перекрытия в технических помещениях от технологического оборудования (по технологическому зданию)	Временная длительно действующая нагрузка
L6	Эксплуатационная нагрузка на перекрытия в квартирах жилых зданий	Временная кратковременная нагрузка
L7	Эксплуатационная нагрузка на перекрытия в вестибюлях, фойе, коридорах, лестницах, примыкающих к жилым помещениям	Временная кратковременная нагрузка

3.3.1. Модель нагрузок для расчета конструкций перекрытия по первой группе предельных состояний

Нагрузки от собственного веса конструкций и грунтов:

- монолитные железобетонные конструкции (при коэффициенте надежности $\gamma_f = 1,1$ — п. 7.2 [6], табл. 7.1) $q = 2,5 \text{ т/м}^3 \cdot 1,1 = 2,75 \text{ т/м}^3$;
- конструкции из каменной кладки полнотелым кирпичом глиняным обыкновенным (при коэффициенте надежности $\gamma_f = 1,2$ — п. 7.2 [6], табл. 7.1) $q = 1,8 \text{ т/м}^3 \cdot 1,2 = 2,16 \text{ т/м}^3$;
- полы из керамической плитки по подготовке из цементно-песчаного раствора толщиной 100 мм (при коэффициенте надежности $\gamma_f = 1,3$ — п. 7.2 [6], табл. 7.1) $q = 2 \text{ т/м}^3 \cdot 1,3 = 2,6 \text{ т/м}^3$;
- нагрузка от навесных фасадных панелей (при коэффициенте надежности $\gamma_f = 1,2$ — на основе паспорта навесных фасадных панелей и ТУ) принята $q = 100 \text{ кг/м}^2 \cdot 1,1 = 120 \text{ кг/м}^2$ (1,18 кПа);
- погонная нагрузка от лестничных маршей на лестничную площадку (при коэффициенте надежности $\gamma_f = 1,1$ — п. 7.2 [6], табл. 7.1) $q = 1 \text{ т/м} \cdot 1,1 = 1,1 \text{ т/м}$.

Равномерно распределенные эксплуатационные нагрузки на плиты перекрытий и лестницы принимаются в соответствии с указаниями раздела 8 [6].

Нормативное значение равномерно распределенных нагрузок (временных) на плиты перекрытий в жилых помещениях (п. 8.2, табл. 8.3 [6]) принято равным 1,5 кПа (152,91 кг/м²). Пониженное значение нагрузок принято равным $1,5 \cdot 0,35 = 0,53 \text{ кПа}$ (54,03 кг/м²).

Расчетное значение равномерно распределенных нагрузок (временных) на плиты перекрытий, указанных в п. 8.2.2 [6], получают умножением нормативных значений на коэффициент надежности по нагрузке γ_p , который для I группы предельных состояний принимается равным:

- 1,3 — при полном нормативном значении менее 2,0 кПа;
- 1,2 — при полном нормативном значении 2,0 кПа и более.

Расчетное значение нагрузки определено в соответствии с указаниями п. 8.2.2 [6] при коэффициенте надежности $\gamma_f = 1,3$: $p = 1,95 \text{ кПа}$ (198,77 кг/м²).

Нормативное значение равномерно распределенных нагрузок (временных) на плиты перекрытий в вестибюлях, фойе, коридорах, лестницах, примыкающих к жилым помещениям (п. 8.2, табл. 8.3 [6]), принято равным 3 кПа (305,81 кг/м²). Пониженное значение нагрузок принято равным 1,05 кПа (107,03 кг/м²).

Расчетное значение нагрузки определено в соответствии с указаниями п. 8.2.2 [6] при коэффициенте надежности $\gamma_f = 1,2$: $p = 3,6 \text{ кПа}$ (366,97 кг/м²).

Нормативное значение равномерно распределенных нагрузок (временных) на плиты перекрытий арендуемых помещений первого этажа (п. 8.1, табл. 8.1 [6]) принято равным 5 кПа (509,68 кг/м²).

Расчетное значение нагрузки определено в соответствии с указаниями п. 8.1.4, табл. 8.2 [6] при коэффициенте надежности $\gamma_f = 1,2$: $p = 6 \text{ кПа}$ (611,62 кг/м²).

Нормативные значения равномерно распределенных нагрузок (длительных) на плиты перекрытий технических помещений (на основе технологического задания) приняты равными: 2 кПа (203,87 кг/м²), 3 кПа (305,81 кг/м²) и 4 кПа (407,75 кг/м²).

Расчетное значение нагрузки определено в соответствии с технологическим заданием при коэффициенте надежности $\gamma_f = 1,2$: $p = 2,4 \text{ кПа}$ (244,65 кг/м²), $p = 3,6 \text{ кПа}$ (366,97 кг/м²), $p = 4,8 \text{ кПа}$ (489,30 кг/м²).

В большинстве случаев нагрузки, распределенные по площади, задаются посредством выделения замкнутым контуром площадей пластинчатых КЭ, на которые необходимо приложить нагрузки. Но в ряде случаев требуется приложить нагрузки, которые удобнее задавать вдоль условных линий: нагрузка от межквартирных перегородок, нагрузка от фасадных конструкций. Для задания таких «линейных» нагрузок удобно вводить в расчетную схему специальные «служебные» стержневые КЭ малой жесткости (для исключения влияния на работу пластинчатых КЭ). Такие «служебные» стержни следует заранее предусматривать в модели несущих конструкций. При этом после выполнения триангуляции узлы «служебных» стержневых КЭ должны совпадать с узлами пластинчатых КЭ. Это необходимо для того, чтобы стержень корректно передавал нагрузку на перекрытие и во избежание ошибок решения из-за малой жесткости незакрепленных «служебных» стержней.

После формирования модели нагрузок и воздействий необходимо проверить правильность задания зон приложения и значений. Для этих целей вычислительные комплексы имеют специальные

средства визуального контроля («фильтры»). Например, ВК SCAD имеет следующие средства визуального контроля:

- изополя суммарной величины распределенной нагрузки, действующей на пластинчатый КЭ;
- изолинии суммарной величины распределенной нагрузки, действующей на стержневой КЭ;
- изополя числа распределенных нагрузок, действующих на пластинчатый КЭ.

Применение инструментов контроля модели нагрузок проиллюстрировано на рис. 3.14. Можно заметить (правая часть рис. 3.14), что на отдельных группах КЭ перекрытия нагрузка превышает заданную величину (1 т/м^2). Из левой части рис. 3.14 видно, что такое увеличение нагрузки вызвано двукратным приложением базовой нагрузки на отдельные КЭ плиты перекрытия. Это пример показывает, что встроенные в ВК инструменты позволяют облегчить выявление ошибок при задании модели нагрузок и воздействий.

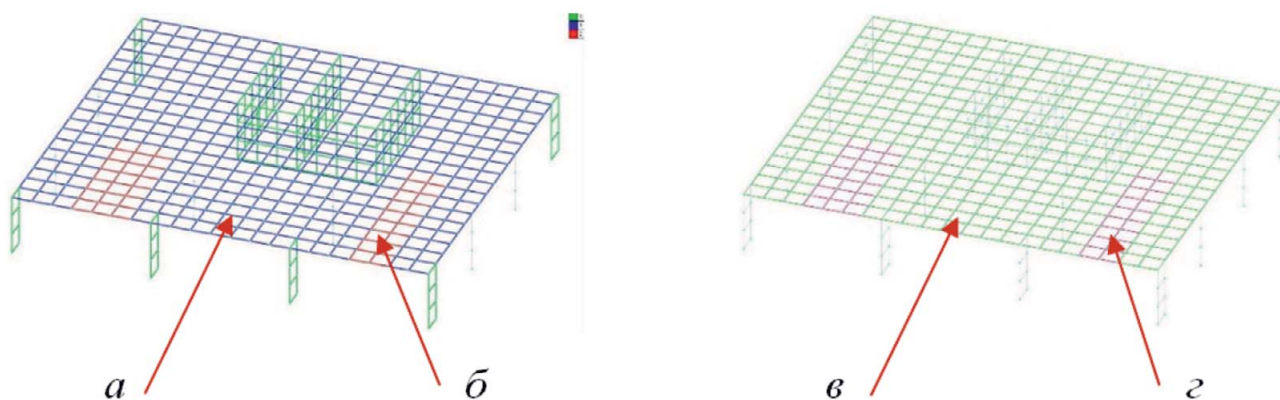


Рис. 3.14. Мозаики суммарной величины распределенной нагрузки, действующей на пластинчатые КЭ.

Слева — изополя суммарных нагрузок в загрузке (a — 1 т/м^2 ; b — 2 т/м^2 ;
справа — изополя количества нагрузок на КЭ (v — одна нагрузка на КЭ; z — две нагрузки на КЭ)

3.3.2. Модель нагрузок для расчета конструкций перекрытия по второй группе предельных состояний

Проверка критериев второй группы предельных состояний для перекрытий типового этажа по критерию деформаций в вертикальной плоскости (прогибов) должна выполняться с учетом реологических свойств бетона, которые реализуются при длительном действии нагрузок. В соответствии с п. 6.2.7 [9] величины модуля деформаций бетона допускается принимать с введением понижающих коэффициентов к начальному модулю упругости бетона E_b :

- для вертикальных конструкций понижающий коэффициент — 0,6;
- для конструкций плит перекрытий (покрытий) на участках трещин понижающий коэффициент — 0,2;
- для конструкций плит перекрытий (покрытий) на участках без трещин понижающий коэффициент — 0,3.

Таким образом, для расчета конструкций перекрытия типового этажа по второй группе предельных состояний по критерию деформаций необходимо подготовить:

- модель конструкций с пониженными жесткостными характеристиками, соответствующими модулю деформации бетона и наличию (отсутствию) трещин в той или иной зоне плиты;
- модель нагрузок, соответствующую условиям длительного действия нагрузок.

Чтобы определить зоны перекрытия, на которых формируются трещины, необходимо выполнить расчет армирования плиты перекрытия при действии нагрузок, образующих основное сочетание, — т.е. расчет по первой группе предельных состояний, при этом постпроцессор должен определить зоны трещинообразования с соответствующим переходом от расчетных значений нагрузок к нормативным значениям. Полученные зоны трещинообразования возможно отфильтровать средствами применяемого ВК и назначить для этих зон значения модуля упругости бетона E_b с понижающим коэффициентом 0,2. Для зон перекрытия без трещин назначается модуль упругости бетона E_b с по-

нижающим коэффициентом 0,3. Для всех вертикальных несущих конструкций значение модуля упругости бетона E_b назначается с понижающим коэффициентом 0,6.

Для формирования модели нагрузок, соответствующей условиям длительного действия, необходимо подготовить комбинацию загружений, в которую следует включить все постоянные и длительные загрузки, а также длительную часть кратковременных нагрузок (при наличии). При этом необходимо учитывать, что для проверки критериев второй группы предельных состояний в комбинацию загружений должны входить нагрузки с коэффициентом надежности по нагрузке γ_f , равным 1,0. Пример такой комбинации загружений подготовлен на основе примерного перечня загружений, представленного в табл. 3.2:

$$\text{Комбинация № 1} = L1/\gamma_{f1} + L2/\gamma_{f2} + L3/\gamma_{f3} + L4/\gamma_{f4} + L5/\gamma_{f5} + L60,35/\gamma_{f6} + L70,35/\gamma_{f7}.$$

В данной комбинации для загружений № 6 и 7 введены дополнительные понижающие коэффициенты, равные 0,35, которые определяют длительно действующую часть кратковременной нагрузки (в [6] для этих нагрузок в качестве длительно действующей части принимается «пониженное значение» — см. п. 8.2.3).

3.4. Выполнение расчета и анализ результатов

При выполнении расчета тем или иным ВК необходимо установить параметры такого расчета. Каждый из проблемно ориентированных КВ имеет соответствующий перечень параметров. Например, ВК SCAD имеет следующие параметры:

- метод расчета (метод Гаусса; многофронтальный метод; итерационный метод; метод PARFES);
- учет (неучет) нагрузок в связях;
- учет (неучет) нагрузок на жесткие вставки стержневых КЭ;
- вычислять (не вычислять) реакции в связях;
- контроль решения и параметры точности контроля;
- предельные параметры КЭ (максимально допустимое соотношение сторон объемных и пластинчатых КЭ; максимально допустимое искажение КЭ; число точек вычисления усилий в стержневых КЭ и т.д.);
- метод решения задач динамики (метод итерации подпространств; метод наискорейшего спуска; метод Ланцоша);
- специальные параметры решения задач динамики.

По результатам решения задачи вычислительный комплекс формирует протокол выполнения расчета, который должен не только подтвердить отсутствие ошибок в исходных данных (о наличии ошибки выдается специальное сообщение), но и вывести основные результаты расчета: отсутствие геометрической изменяемости расчетной схемы, суммарные внешние нагрузки (можно контролировать корректность модели нагрузок по отсутствию какой-либо составляющей, например, в загружении от собственного веса конструкций, как правило, не должно формироваться составляющей по осям X и Y).

При расчете модели перекрытия типового этажа **по критериям первой группы предельных состояний** может быть получен широкий спектр результатов. В качестве иллюстрирующего примера для перекрытия типового этажа со схемой, представленной на рис. 3.15, приведены эпюры и изополя изгибающих моментов (M_x ; M_y). Пример эпюр изгибающих моментов для заданного сечения — на рис. 3.16 и 3.17; пример изополей изгибающих моментов, возникающих в плите перекрытия, — рис. 3.18 и 3.19. Также изополя изгибающих моментов (M_x ; M_y) в плите перекрытия можно отразить совместно с деформированной схемой для лучшего понимания причины возникновения изгибающего момента соответствующего знака (рис. 3.20 и 3.21).

По результатам статического расчета и полученным значениям изгибающих моментов выполняется подбор требуемого продольного армирования в каждом конечном элементе расчетной модели. Расчетom определяются следующие величины продольного армирования: нижняя арматура вдоль буквенных осей (вдоль местной оси $X1$ конечного элемента — условное обозначение $AS1$); нижняя арматура вдоль цифровых осей (вдоль местной оси $Y1$ конечного элемента — условное обозначение $AS3$); верхняя арматура вдоль буквенных осей (вдоль местной оси $X1$ конечного элемента — условное обозначение $AS2$); верхняя арматура вдоль цифровых осей (вдоль местной оси $Y1$ конечного элемента — условное обозначение $AS4$).

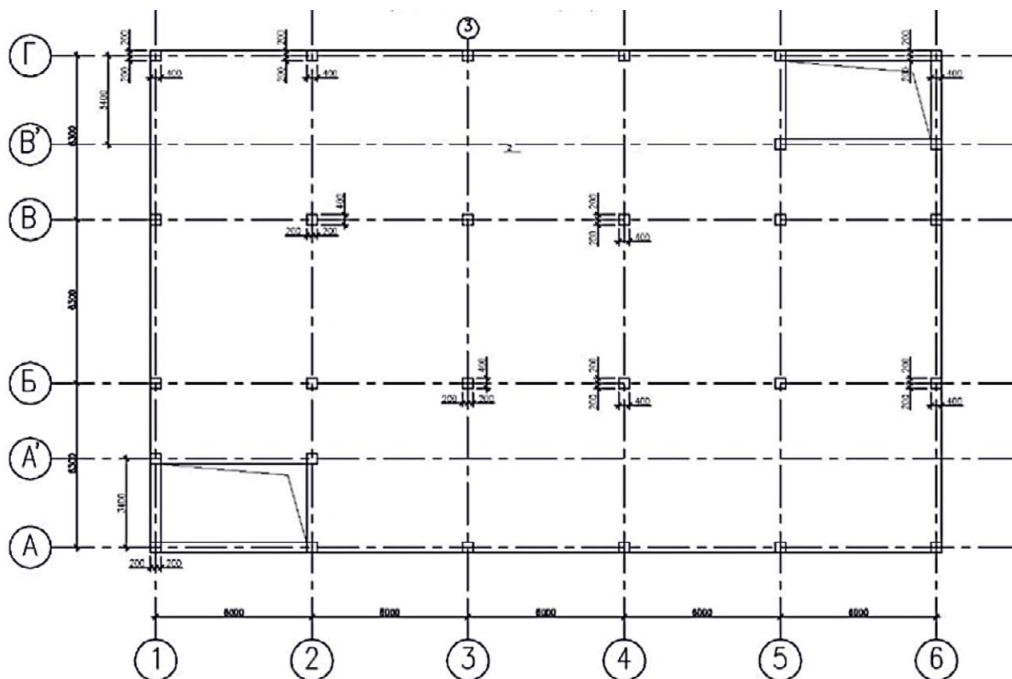


Рис. 3.15. Опалубочный план перекрытия

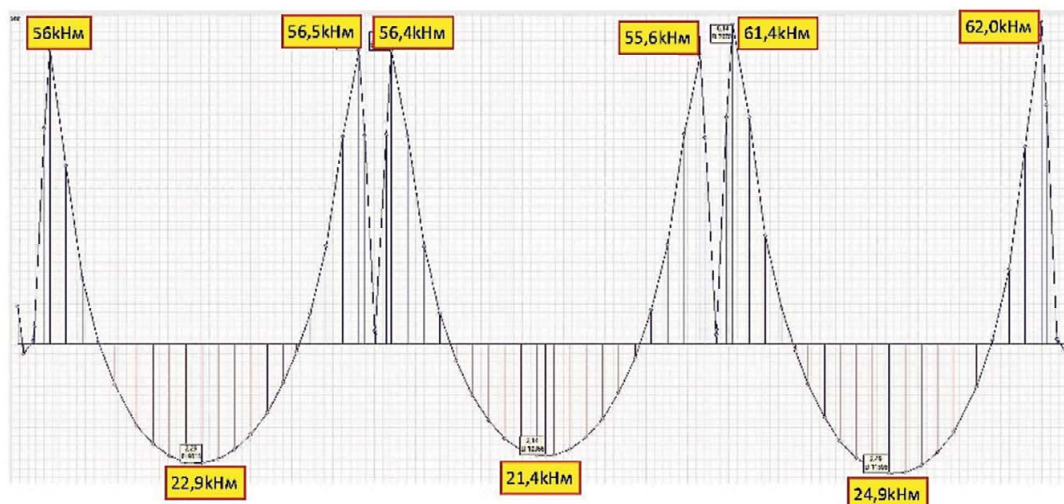


Рис. 3.16. Эпюры изгибающих моментов M_u , возникающих в сечении плиты по оси 3, и пиковые значения M_u [кНм]

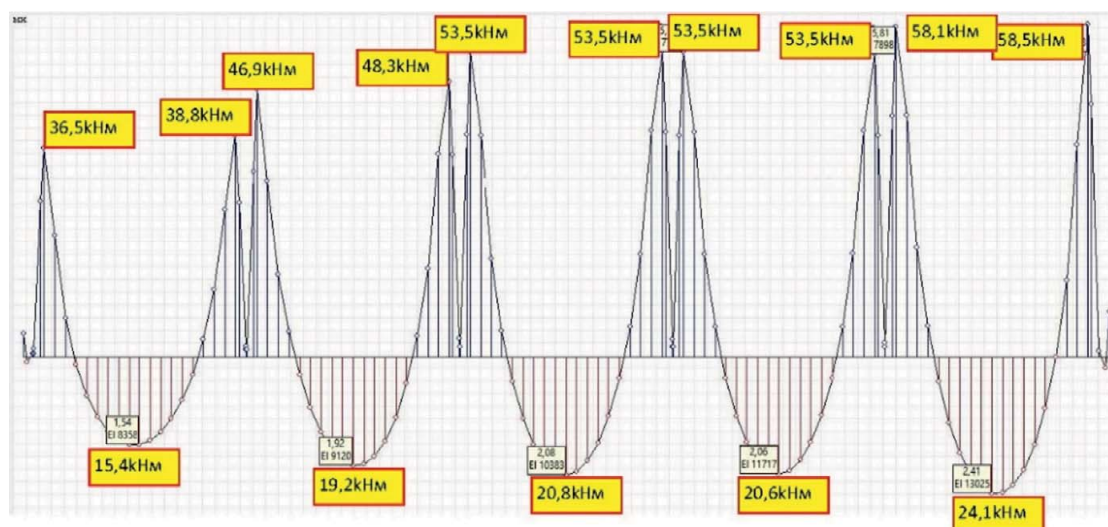


Рис. 3.17. Эпюры изгибающих моментов M_x , возникающих в сечении плиты по оси Б, и пиковые значения M_x [кНм]

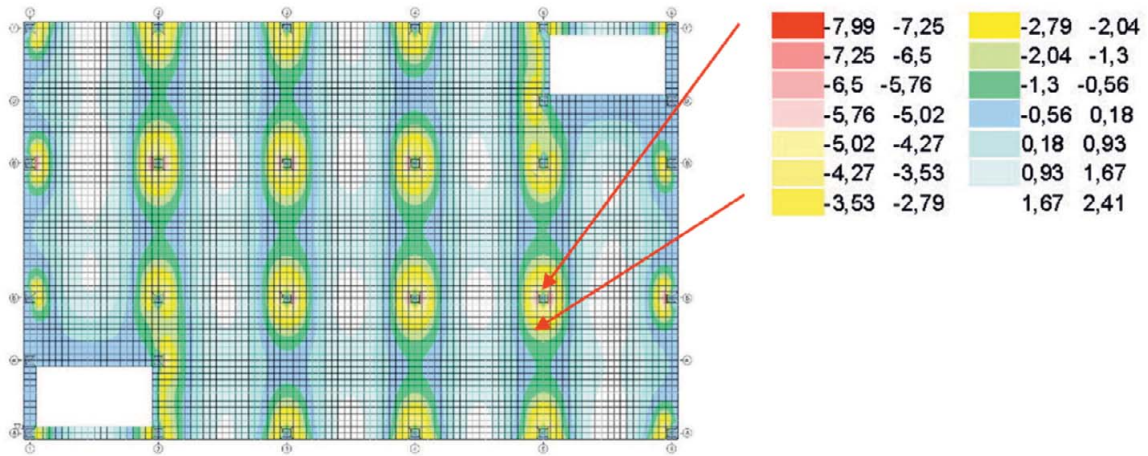


Рис. 3.18. Изополя изгибающих моментов M_x , возникающих в плите перекрытия

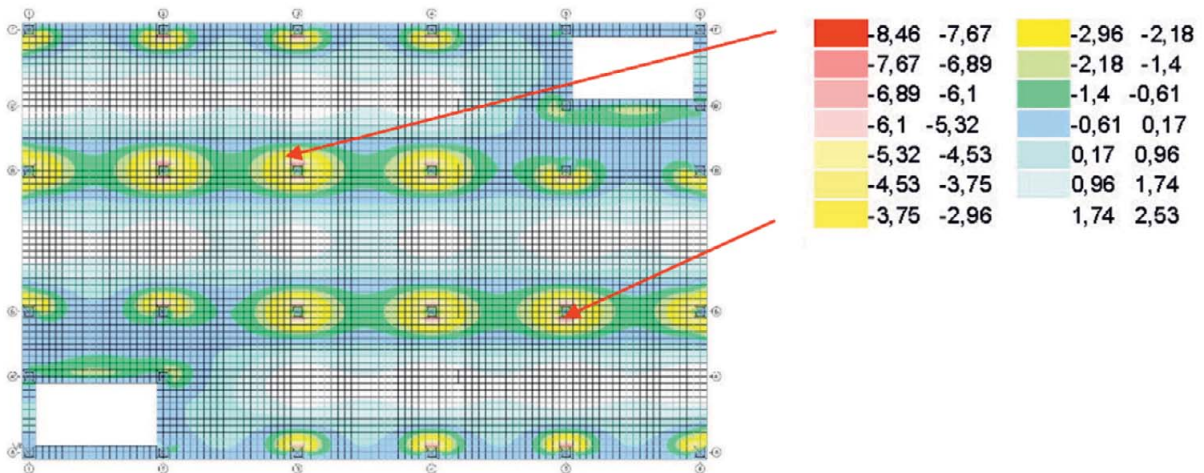


Рис. 3.19. Изополя изгибающих моментов M_y , возникающих в плите перекрытия

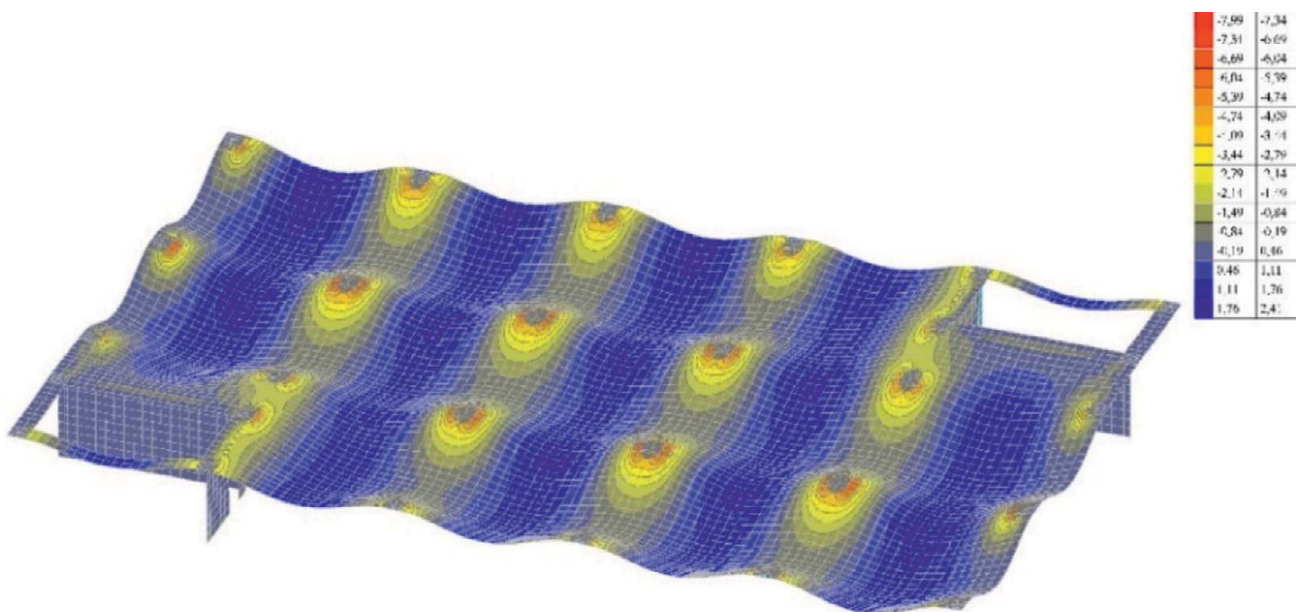


Рис. 3.20. Изополя изгибающих моментов M_x , тм/м, возникающих в плите перекрытия, с отображением схемы деформаций

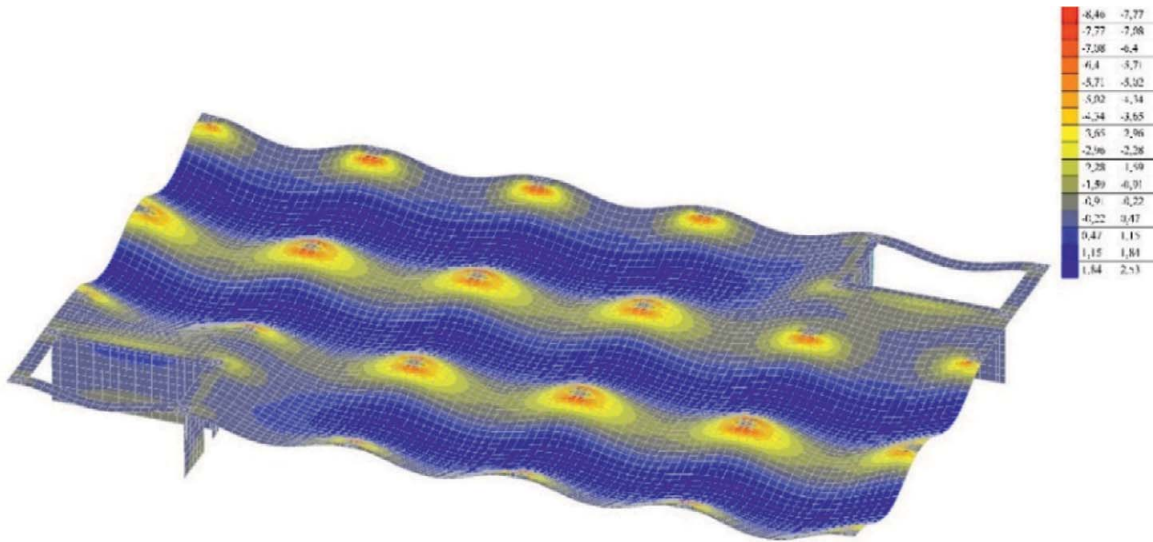


Рис. 3.21. Изополю изгибающих моментов M_y , тм/м, возникающих в плите перекрытия, с отображением схемы деформаций

Схема положения подбираемых расчетом арматурных стержней продольного армирования в конечном элементе типа «пластина» представлена на рис. 3.22.

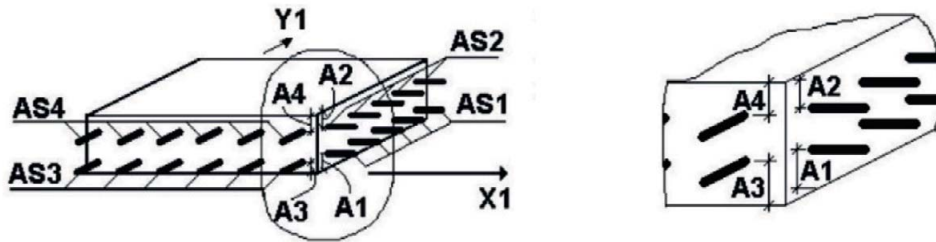


Рис. 3.22. Схема положения (с привязкой к местным осям КЭ) подбираемых расчетом арматурных стержней продольного армирования в конечном элементе типа «пластина» (слева). Схема отсчета расстояний от поверхности пластины до центра тяжести сечения стержней продольного армирования (справа)

Для КЭ типа «пластина» армирование подбирается в виде величины арматуры в см^2 , требуемой для установки в сечении плиты шириной 1 м. Результаты подбора продольного армирования для плиты перекрытия представлены в виде изополей (либо возможно отобразить в виде мозаики) расчетного армирования на сетке конечных элементов перекрытия (рис. 3.23–3.26).

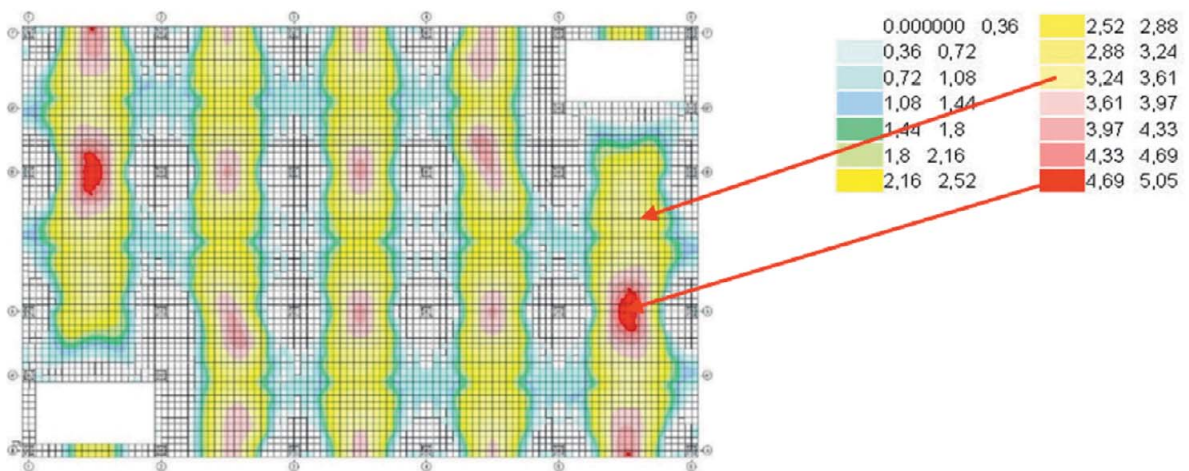


Рис. 3.23. Изополю нижнего расчетного армирования вдоль буквенных осей (вдоль местной оси X_1) по полю плиты безбалочного перекрытия — условное наименование AS_1

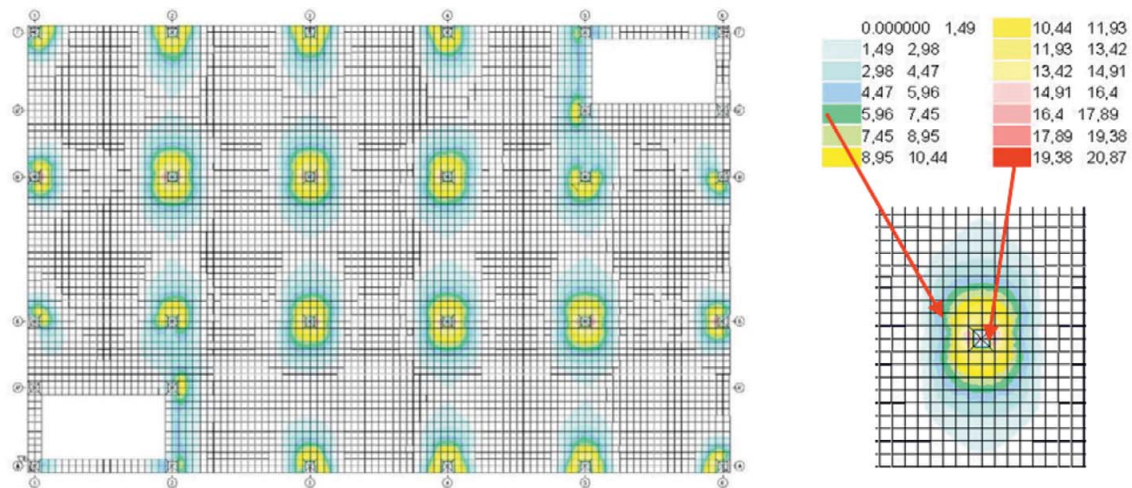


Рис. 3.24. Изополя верхнего расчетного армирования вдоль буквенных осей (вдоль местной оси X1) по полю плиты безбалочного перекрытия — условное наименование AS2 (слева).
Фрагмент изополей армирования в зоне опирания на колонну (внизу справа)

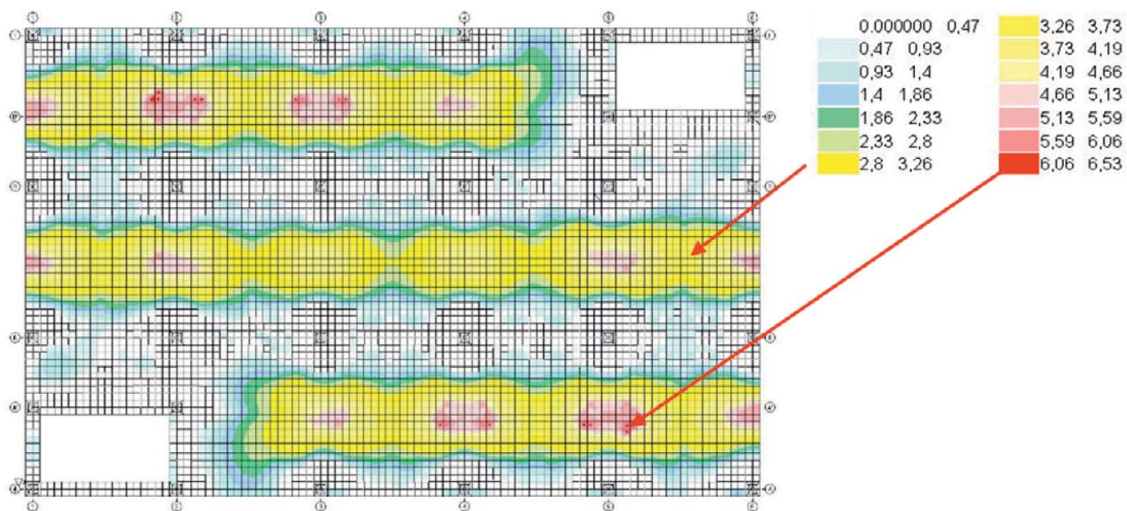


Рис. 3.25. Изополя нижнего расчетного армирования вдоль цифровых осей (вдоль местной оси Y1) по полю плиты безбалочного перекрытия — условное наименование AS3 (слева)

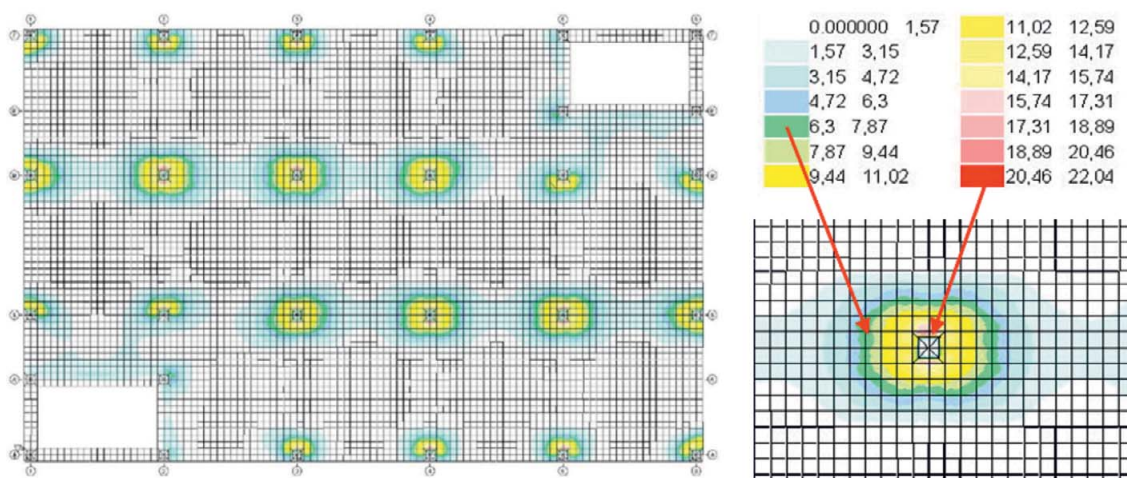


Рис. 3.26. Изополя верхнего расчетного армирования вдоль цифровых осей (вдоль местной оси Y1) по полю плиты безбалочного перекрытия — условное наименование AS4 (слева).
Фрагмент изополей армирования в зоне опирания на колонну (внизу справа)

При расчете модели перекрытия типового этажа **по критериям второй группы предельных состояний** возможно получить схемы деформирования конструкций перекрытия в вертикальной плоскости (прогибы) (рис. 3.27). Полученные значения необходимо сравнить с предельно допустимыми величинами прогибов, установленными в нормах [6].

В качестве иллюстрирующего примера представлены результаты расчета перекрытия типового этажа на комбинацию длительных нагрузений. При этом значения жесткостей конструкций приняты с учетом реологических свойств бетона (с понижающими коэффициентами к модулю упругости бетона E_b).

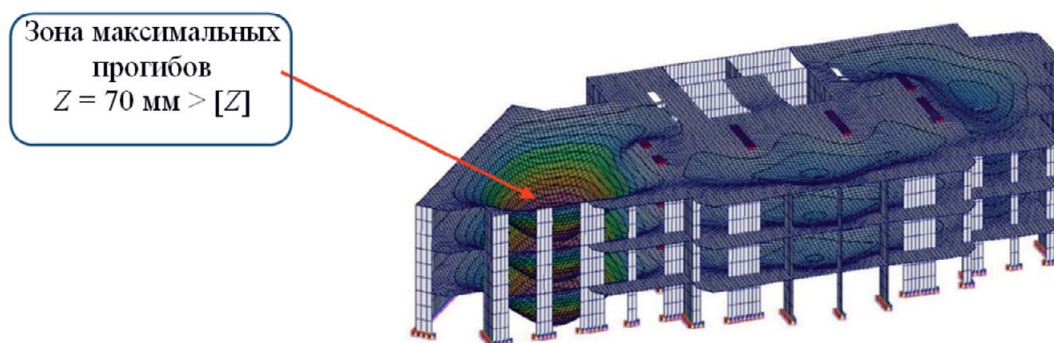


Рис. 3.27. Расчетные деформации конструкций перекрытия типового этажа от действия комбинации длительных нагрузений

По результатам расчетного анализа (см. рис. 3.27) установлено, что расчетные величины прогибов перекрытия в отдельных зонах превышают предельно допустимые значения. Для предотвращения столь значительных прогибов в конструктивную схему введена дополнительная опора, после чего расчет был выполнен заново (рис. 3.28).

По результатам расчетного анализа откорректированной расчетной схемы установлено, что расчетные величины прогибов перекрытия типового этажа не превышают допустимых величин.

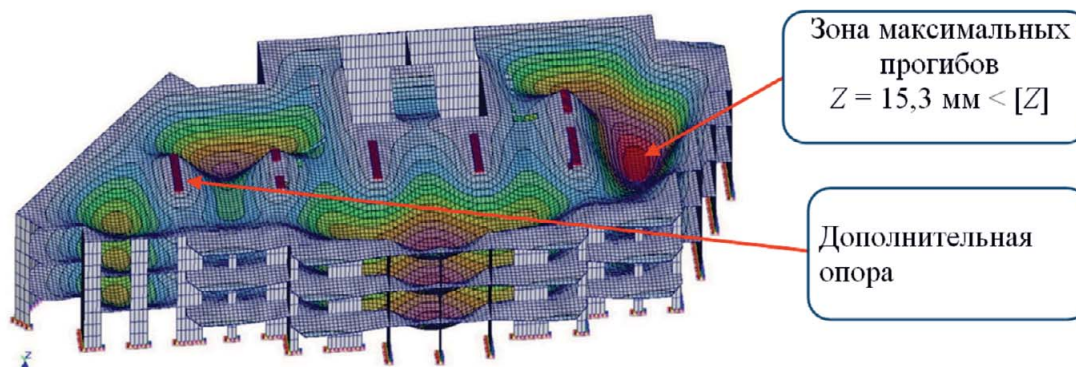


Рис. 3.28. Расчетные деформации конструкций перекрытия типового этажа от действия комбинации длительных нагрузений после введения в расчетную схему дополнительной опоры (пилона)

4. СТАТИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ НЕСУЩЕЙ СИСТЕМЫ В ЦЕЛОМ

Статические расчеты монолитных железобетонных несущих систем многоэтажных или высотных зданий в целом выполняются после определения конструктивных решений наиболее емких по материалам типовых этажей.

Основные этапы расчета:

- 1) разработка (создание) расчетной модели несущей системы здания;
- 2) проверка расчетной модели;
- 3) разработка модели нагрузок и воздействий;
- 4) выполнение расчета и анализ результатов;

4.1. Создание расчетной модели несущей системы здания

Разработка (создание) расчетной модели несущей системы здания включает следующие технологические этапы:

- разработка конструктивной системы вертикальных несущих конструкций здания в целом;
- разработка геометрической модели несущей системы здания, включая жесткостные характеристики конструкций;
- создание модели связей между элементами конструкции (внутренние связи) и связей между конструкцией и внешней средой (внешние связи).

4.1.1. Разработка конструктивной системы вертикальных несущих конструкций здания в целом

На основе назначенных и проверенных расчетом конструктивных решений вертикальных несущих конструкций типового этажа выполняется разработка конструктивной системы здания в целом.

Для зданий с относительно простыми объемно-планировочными решениями разработка системы вертикальных несущих конструкций не вызывает серьезных затруднений. В этом случае проверяется возможность разместить вертикальные несущие конструкции типовых этажей без серьезных изменений на планах 1-го этажа и подвала. В случае положительного результата производится сборка общей модели несущей системы из подготовленных «заготовок» моделей типовых этажей, первого этажа и подвала.

Сами «заготовки» моделей типовых этажей в данном случае имеют ряд отличий от более подробных моделей типового этажа, рассмотренных в главе 3:

1. Вертикальные плоскостные конструкции стен и простенков рекомендуется выполнять с установкой по высоте стены не менее 5 пластинчатых КЭ. Так как в большинстве случаев высота типовых этажей близка к 3,0 м, то основные проемы (высотой около 2,0 м) размещают в пределах трех нижних рядов КЭ, а надпроемную перемычку (высотой 1,0 м) моделируют двумя рядами КЭ (рис. 4.1). Это позволяет получить результаты расчета приемлемой точности.

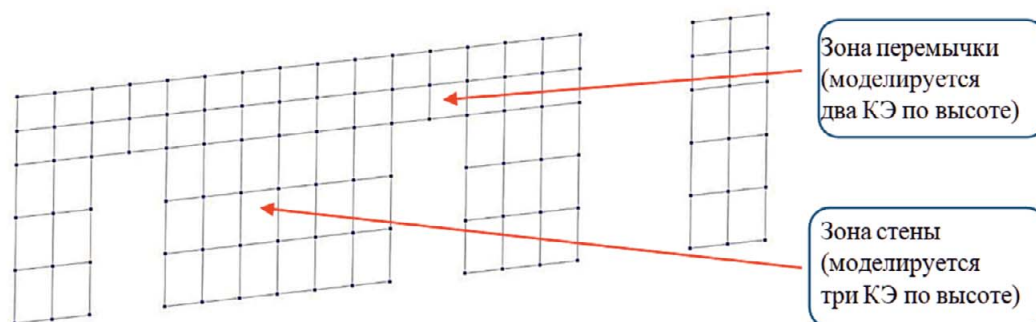


Рис. 4.1. Моделирование плоскостных вертикальных несущих конструкций типовых этажей при создании несущей системы здания в целом

2. Для перекрытий типовых этажей не требуется высокая степень детализация расчетной модели. Это позволяет принимать размеры пластинчатых КЭ с величиной стороны до 0,5 м. В этом случае также отсутствует необходимость детального моделирования стыков вертикальных несущих конструкций и перекрытия. Контакт вертикальных несущих конструкций с перекрытием осуществляется через общий узел, и введение АЖТ не требуется (рис. 4.2).

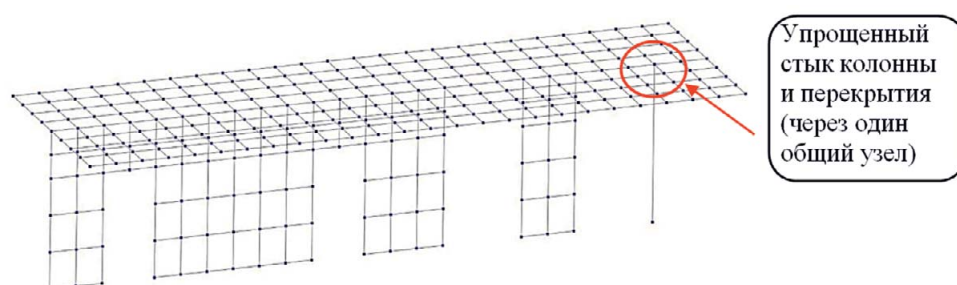


Рис. 4.2. Упрощенная модель стыка вертикальных несущих конструкций и конструкций перекрытия типового этажа

3. В случае более сложных объемно-планировочных решений при разработке системы вертикальных несущих конструкций потребуется (как показано в главе 1) проанализировать возможности размещения вертикальных несущих конструкций типовых этажей в нижних уровнях (подвал, автостоянка, первый этаж и др.). В случае, если в нижних уровнях реализуются технологические процессы, не позволяющие «опустить» вертикальные несущие конструкции, возникает необходимость проектирования переходных несущих конструкций, которые позволят переопереть вертикальные несущие конструкции типовых этажей на вертикальные конструкции нижних уровней, имеющие другое расположение. В этом случае в зонах переходных конструкций требуется высокая степень детализации конечноэлементной сетки и, при необходимости, установка АЖТ. Это связано с тем, что в дальнейшем потребуется тщательный анализ и конструирование переходных элементов.

4.1.2. Разработка геометрической модели несущей системы здания, включая жесткостные характеристики конструкций

Следующим этапом выполняется разработка геометрической модели несущей системы, включая назначение жесткостных характеристик конструкций.

При создании расчетной модели здания следует обратить особое внимание на зону фундаментных конструкций. В большинстве случаев фундаменты многоэтажных и (особенно!) высотных зданий выполняются в виде монолитной железобетонной плиты или свайных свай (либо свай-стоек), объединенных плитным ростверком из монолитного железобетона. При этом требуется значительная толщина плитных фундаментных конструкций (обычно от 1,0 м и более). В этом случае плитные конструкции не могут быть отнесены к так называемым тонким плитам, для которых деформации поперечного сдвига не являются значимыми. Следовательно, аппроксимация фундаментных плит и плитных ростверков должна быть выполнена конечными элементами, учитывающими деформации поперечного сдвига — КЭ Рейсснера — Миндлина. Это дает возможность получения результатов расчета на качественно более высоком уровне, что ведет к значительному снижению величин поперечных сил, получаемых по результатам расчета.

Нужно отметить то обстоятельство, что в модели нагрузок и воздействий на высотное здание значимой составляющей являются ветровые воздействия. Как правило, ветровую нагрузку, действующую на площади фасада здания, удобно приводить к линейной и прикладывать в торец перекрытий (рис. 4.3). При этом ветровая нагрузка вычисляется в уровне соответствующего перекрытия и собирается с грузовой полосы шириной, равной половине вышележащего этажа плюс половина нижележащего этажа. Для задания такой линейно распределенной нагрузки целесообразно предусматривать «служебные» элементы, к которым в дальнейшем можно будет «приложить» ветровую нагрузку. «Служебные» стержневые КЭ задаются малой жесткости для исключения существенного влияния на работу действительных конструкций. При этом узлы «служебных» стержневых КЭ должны совпадать с узлами пластинчатых КЭ. Это необходимо для того, чтобы стержень корректно передавал нагрузку на перекрытие и во избежание ошибок решения из-за малой жесткости незакрепленных «служебных» стержней.

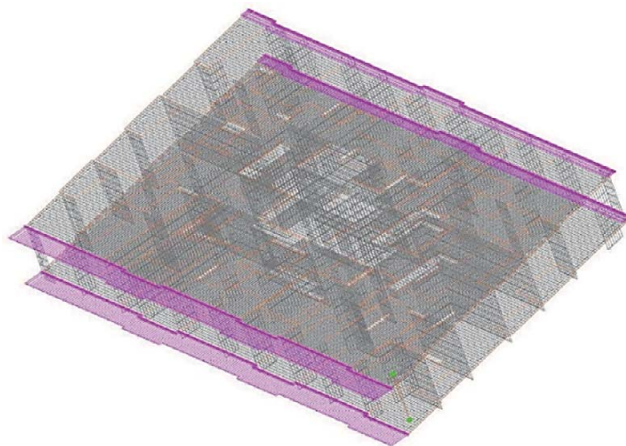


Рис. 4.3. Линейно распределенные нагрузки от статического действия ветра (приложены к «служебным» стержням в уровне перекрытия)

4.1.3. Моделирование связей между элементами конструкции (внутренние связи) и связей между конструкцией и внешней средой (внешние связи)

Принятые конструктивные решения здания определяют модель внутренних связей между элементами. В большинстве случаев для несущих систем из монолитного железобетона все конструктивные элементы жестко связаны между собой.

Однако в отдельных случаях требуется шарнирное (безмоментное) опирание конструкций. На рис. 4.4 представлен участок плиты перекрытия, имеющий шарнирное опирание по двум сторонам. Необходимость такого решения обусловлена разностью деформаций многоэтажной части здания и примыкающего стилобата. Жесткое соединение элементов в данном случае привело бы к возникновению больших изгибающих моментов и поперечных сил в плите.

Важным этапом создания расчетных схем является задание связей, ограничивающих перемещения или повороты некоторых узловых точек. В большинстве случаев эти связи принимаются абсолютными, не допускающими соответствующих перемещений или поворотов. Идеализируются и узловые сопряжения (полное защемление, шарнир и т.п.). При этом в некоторых случаях возникает необходимость учета реальных жесткостей соединений или опораний.

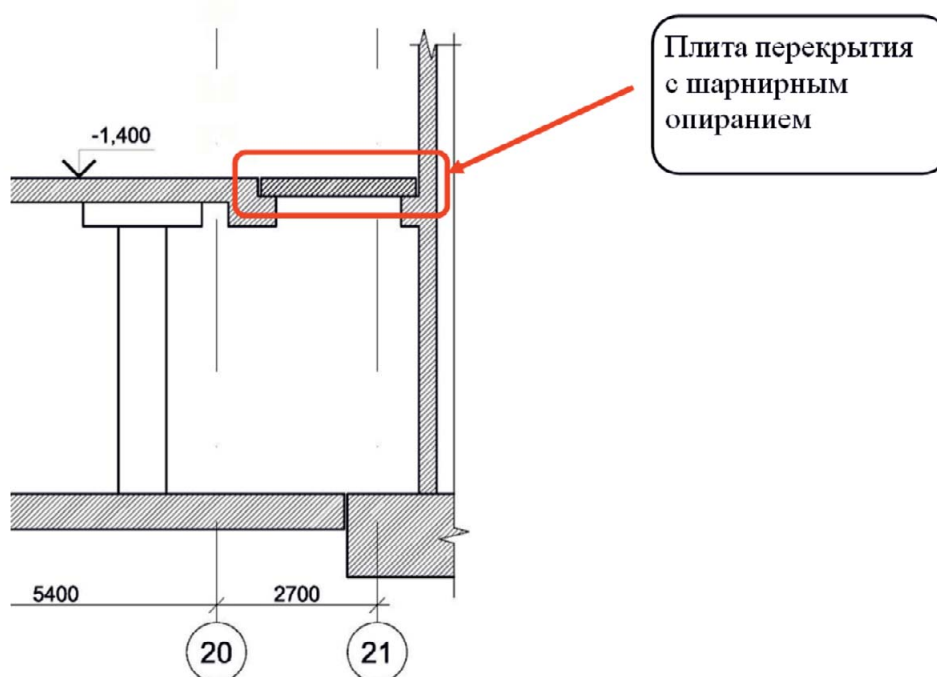


Рис. 4.4. Пример плиты перекрытия с шарнирным опиранием

В ряде случаев требуется учет взаимодействия подсистем в системе «сооружение — фундамент — основание». Необходимость комплексного рассмотрения такой системы зачастую является прямым требованием норм проектирования. Существует множество способов моделирования работы грунтового основания, но одним из наиболее часто применяемых является прием моделирования работы грунтового основания, который состоит в том, что грунтовый массив заменяется системой пружин. Здесь применяется один важный принцип: «моделируем не геометрический образ, а функциональное назначение». Для плитных фундаментов это обеспечивается заданием системы коэффициентов постели под конечными элементами, аппроксимирующими фундаментную плиту. Известны различные подходы к моделированию деформационных свойств основания (рис. 4.5): модель Винклера — клавишная модель (с одним коэффициентом постели C_1) (рис. 4.5, а); двухпараметрическая модель, предложенная Филоненко-Бородичем, — модель представляет собой неограниченную в обе стороны нерастяжимую нить, натянутую силой C_2 и соединяющую верхние концы непрерывно расположенных пружин с распределенной жесткостью C_1 (рис. 4.5, б); модель В.Г. Федоровского с переменным коэффициентом постели по полю плиты (теоретическое обоснование модели приведено в [10]).

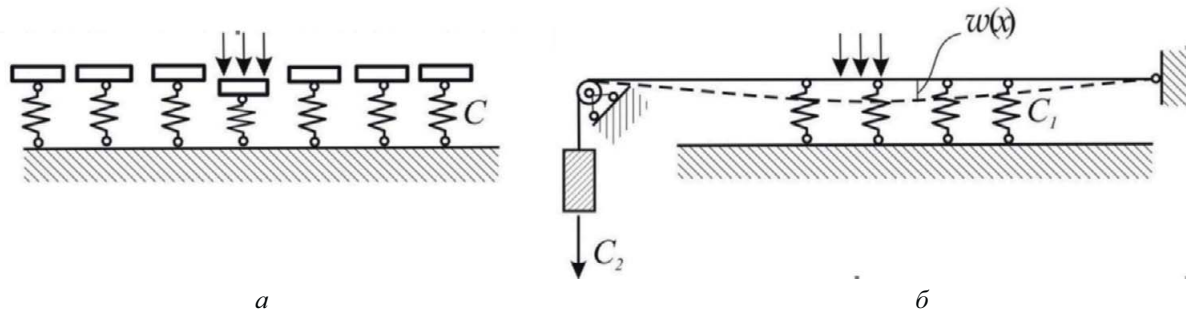


Рис. 4.5. Классические модели грунтового основания: *а* — однопараметрическая «клавишная» модель Винклера; *б* — двухпараметрическая модель Филоненко-Бородича

Модель В.Г. Федоровского в настоящее время является одной из наиболее часто применяемых в расчетном анализе несущих систем. Для вычисления коэффициентов постели на основании модели В.Г. Федоровского применяется модуль «КРОСС», включенный в состав ВК SCAD-office [11]. В рамках модуля «КРОСС» (рис. 4.6) рассматривается строительная площадка, на которой расположены проектируемое здание и другие объекты (существующие и строящиеся здания и сооружения), влияющие на него в том смысле, что передаваемые этими объектами нагрузки на грунт могут привести к осадкам проектируемого фундамента. Пятна проектируемого сооружения и соседних объектов в этом случае принимаются в виде замкнутых многоугольников (возможно, с проемами), в пределах каждого из которых прикладывается нагрузка на грунт в уровне отметки подошвы фундамента. При этом для вычисления коэффициентов постели необходимо иметь результаты инженерно-геологических изысканий, предоставляющих информацию о характеристиках грунта в пробуренных скважинах. Рельеф дневной поверхности площадки строительства предполагается достаточно гладким и задается с помощью указания отметок устьев скважин. Ввод данных осуществляется на координатной сетке с шагом, заданным пользователем.

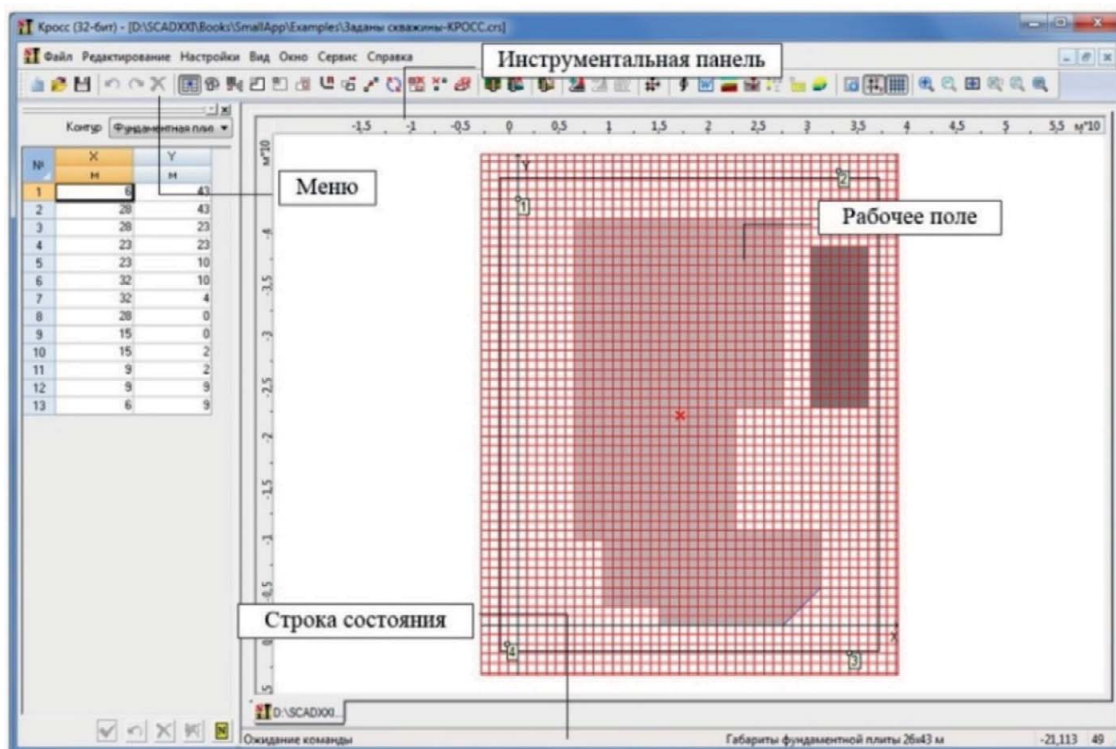


Рис. 4.6. Вид рабочего окна модуля «КРОСС»

Рекомендуется следующая последовательность создания модели:

- задание габаритов площадки строительства;
- ввод внешнего контура фундаментной плиты;
- ввод контуров существующих зданий (при наличии);

- задание нагрузок;
- задание уровней отметки подошв фундаментов;
- задание положения скважин;
- ввод информации о грунтах;
- задание параметров скважин.

По результатам расчета получают коэффициенты постели, которые распределены по полю фундаментной плиты (рис. 4.7), и другие характеристики (рис. 4.8).

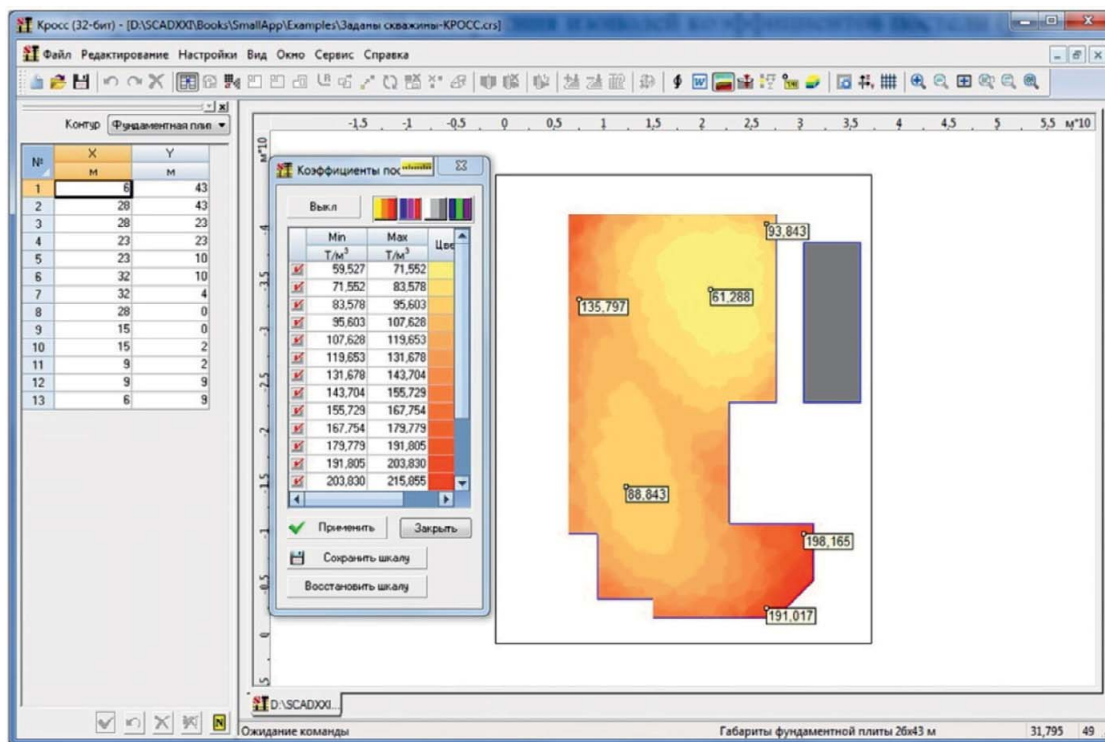


Рис. 4.7. Изополя коэффициентов постели, распределенные по полю фундаментной плиты

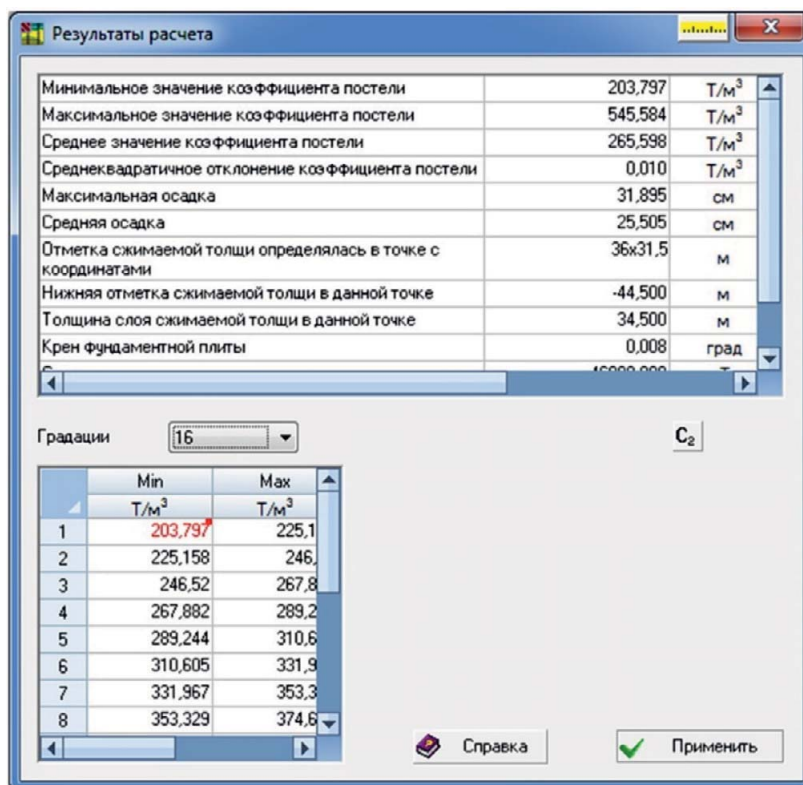


Рис. 4.8. Вид окна с результатами расчета модуля «КРОСС»

В окне результатов приводятся следующие данные: максимальное и минимальное значения коэффициента постели, отметка нижней границы сжимаемой толщи и мощность слоя сжимаемой толщи в точке ее определения (если не задано наличие скального основания), среднее квадратичное значение коэффициента постели, среднее квадратичное отклонение коэффициента постели, суммарная нагрузка на фундаментную плиту, максимальная осадка, среднее квадратичное значение осадки и крен фундаментной плиты. Величина среднее квадратичного отклонения позволяет в каждом конкретном случае принимать решение о том, можно ли использовать среднее значение коэффициента постели или следует задавать различные значения по площади плиты.

Необходимо подчеркнуть, что модуль «КРОСС» выполняет расчеты деформаций основания без учета жесткости надфундаментных конструкций. Для того чтобы учесть влияние жесткостей конструкций здания, может быть применена итерационная расчетная технология (соответствует методу Монте-Карло):

- выполняется расчет исходных полей напряжений R_{Z_0} под фундаментной плитой (на этом этапе величина коэффициента постели принимается предварительная, например $C_{1-0} = 200 \text{ т/м}^3$);
- по полученным значениям напряжений под фундаментной плитой R_{Z_0} в модуле «КРОСС» выполняется расчет величины коэффициента постели C_{1-1} ;
- с учетом полученных значений коэффициентов постели C_{1-1} в ВК SCAD выполняется расчет модели и определяются новые поля напряжений R_{Z_1} под фундаментной плитой;
- по полученным значениям напряжений под фундаментной плитой R_{Z_1} в модуле «КРОСС» выполняется расчет величины коэффициента постели C_{1-2} .

Данный итерационный процесс повторяют до тех пор, пока на очередном этапе величина изменений коэффициентов постели ΔC_i не приблизится к некоторому значению, которое удовлетворит пользователя.

При моделировании свайных фундаментов из свай-стоек свая может быть аппроксимирована КЭ типа «стержень», при этом учитывают жесткость самой сваи и жесткость основания сваи (указывается минимальная величина). Другим способом аппроксимации сваи, применимым для моделирования висячих свай, является метод использования КЭ типа «связь конечной жесткости» («упругая связь») с параметрами, соответствующими характеристике податливости такой сваи (для висячих свай — с учетом взаимовлияния свай, входящих в группу (куст)). Учитывая, что буровые сваи имеют поперечное сечение достаточно большого размера, возникает необходимость корректного моделирования узлов стыка свай и плитного ростверка с введением АЖТ аналогично методике, приведенной в главе 2 для стыков колонн и перекрытий.

4.2. Проверка расчетной модели

Корректность сформированной модели несущей системы выполняется методом анализа вида деформированной модели под нагрузкой. Как правило, проверку выполняют после выполнения геометрического моделирования, задания жесткостных характеристик конструкций и наложения внешних связей. Для первичной проверки достаточно приложить нагрузку только от собственного веса несущих конструкций и жестко закрепить узлы фундаментных конструкций. Контролируют схему деформирования модели перекрытий и совместность деформирования КЭ перекрытия и КЭ несущих конструкций.

4.3. Разработка модели нагрузок и воздействий

Модель нагрузок и воздействий на **несущую систему** реализует положения нормативного документа [6] методами и технологиями применяемого ВК.

Нагрузки и воздействия на несущую систему принимаются в соответствии с заданием на проектирование, архитектурно-планировочными решениями и СП 20.13330.2016 «Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07–85*» [6].

Сбор нагрузок на перекрытия типовых этажей описан в главе 3. Нужно дополнительно отметить, что при расчете перекрытий чаще всего принимается эквивалентная равномерно распределенная нагрузка, определяемая из условия равенства эффекта от ее воздействия эффекту действительной нагрузки. Так, например, при действии на балку в середине сосредоточенной силы P , приложенной в середине пролета, максимальный изгибающий момент, возникающий в середине пролета, равен

$M_p = PL/4$. Замена сосредоточенной силы равномерно распределенной нагрузкой и q выполняется из условия равенства максимальных изгибающих моментов, вызываемых нагрузками, $M_q = M_p$. Так как $M_q = qL^2/8$, то из равенства $M_q = M_p$ следует, что $q_{\text{экр}} = 2P/L$. При этом равнодействующая нагрузки на балку увеличивается в два раза ($qL = 2P$).

Учитывая вышесказанное, становится очевидно, что эквивалентная нагрузка, которая позволяет получить принимаемое в расчете значение некоторого эффекта воздействия (например, изгибающего момента), может существенно превосходить реальные эксплуатационные нагрузки на несущие конструкции. Для нивелирования этого эффекта в [6] вводятся коэффициенты, позволяющие в ряде случаев снизить значение кратковременных эксплуатационных нагрузок на перекрытия.

Так, в п. 6.7 [6] указано, что при расчете балок, ригелей, плит, стен, колонн и фундаментов, воспринимающих нагрузки от одного перекрытия, нормативные значения нагрузок, указанные в табл. 8.3, допускается снижать в зависимости от грузовой площади A , м^2 , с которой передаются нагрузки на рассчитываемый элемент, умножением на коэффициент φ_1 или φ_2 , равный:

а) для позиций 1, 2, 12, а (при $A > A_1 = 9 \text{ м}^2$)

$$\varphi_1 = 0,4 + \frac{0,6}{\sqrt{A/A_1}};$$

б) для позиций 4, 11, 12, б (при $A > A_2 = 36 \text{ м}^2$)

$$\varphi_2 = 0,5 + \frac{0,5}{\sqrt{A/A_2}}.$$

В п. 6.8 [6] указано, что при определении усилий для расчета колонн, стен и фундаментов, воспринимающих нагрузки от двух перекрытий и более, полные нормативные значения нагрузок, указанные в позициях 1, 2, 4, 11, 12, а и 12, б табл. 8.3, допускается снижать умножением на коэффициенты сочетания φ_3 или φ_4 :

а) для позиций 1, 2, 12, а

$$\varphi_3 = 0,4 + \frac{\varphi_1 - 0,4}{\sqrt{n}};$$

б) для позиций 4, 11, 12, б

$$\varphi_4 = 0,5 + \frac{\varphi_2 - 0,5}{\sqrt{n}},$$

где φ_1, φ_2 определяются в соответствии с 6.7 [6]; n — общее число перекрытий, нагрузки от которых учитываются при расчете рассматриваемого сечения колонны, стены, фундамента.

Следует также упомянуть особенности применения эквивалентных нагрузок колесной техники (противопожарных автомобилей) на покрытие стилобатных частей жилых комплексов (рис. 4.9).

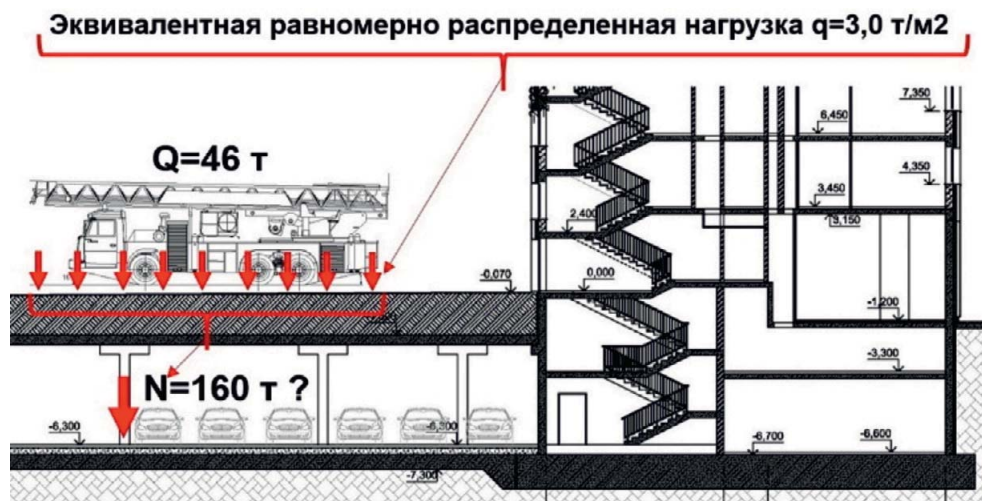


Рис. 4.9. К вопросу об эквивалентных нагрузках от пожарной машины

Для учета возможности движения по покрытию стилобата пожарных автомобилей весом 46 тс, с учетом того, что заранее трудно предсказать фактическое положение пожарной техники, задается эквивалентная равномерно распределенная нагрузка, равная 3 тс/м². По результатам расчета усилие, возникающее от такой распределенной нагрузки в колонне стилобатной части, равно 160 тс (дано ориентировочное значение для пролетов, принятых в объекте). Однако значение усилия от реальной пожарной машины не может превышать ее полного веса, т.е. 46 тс. Ввиду вышесказанного при расчетах фундаментной плиты на продавливание усилием 160 тс несущая способность будет не обеспечена, а усилие 46 тс может быть успешно воспринято фундаментной плитой в приопорной зоне.

Одним из наиболее важных видов воздействий на многоэтажные и высотные здания является ветровая нагрузка. В соответствии с [6] ветровую нагрузку представляют состоящей из двух компонент: статической и пульсационной составляющей.

Статическая составляющая ветровой нагрузки вычисляется и прикладывается в уровнях перекрытий (см. п. 4.1.2) с учетом изменения по высоте здания.

Пульсационную составляющую определяют специфические особенности ветрового воздействия: скорость ветра и соответствующее ветровое давление не являются постоянной величиной, а изменяются во времени (рис. 4.10).

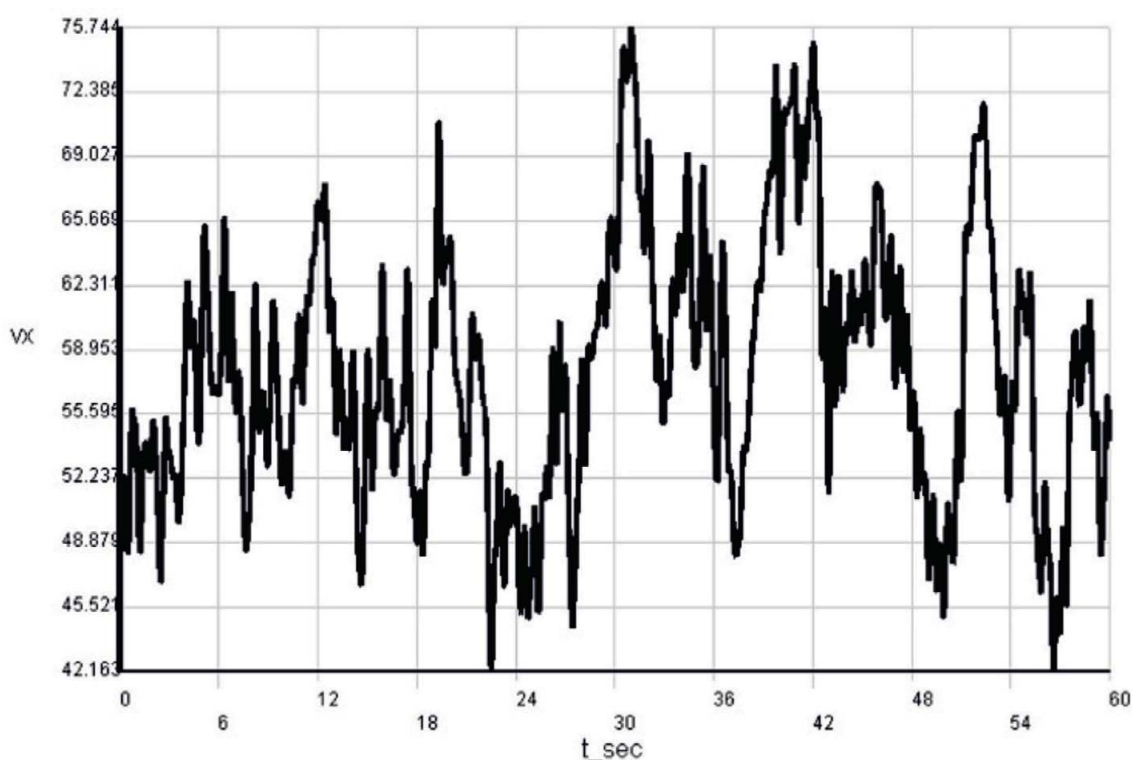


Рис. 4.10. График скорости ветра (для IV ветрового района в интервале 60 с)

Как видно из рис. 4.10, изменения скорости ветра формируют динамическое воздействие на несущую систему здания, которая, в свою очередь, реагирует на динамическое возбуждение своей динамической реакцией. При этом динамические характеристики несущей системы определяют параметры динамической реакции здания. Вычисление пульсационной составляющей ветровой нагрузки в проблемно ориентированных ВК выполняется на основании предварительно заданной статической составляющей средствами ВК. При этом пользователю нужно понимать влияние динамических характеристик на величину пульсационной составляющей ветровой нагрузки. Такое влияние возможно продемонстрировать с помощью графика коэффициента динамичности ξ ветровой нагрузки (рис. 4.11), разработанного с учетом логарифмического декремента колебаний конструкций. Логарифмический декремент колебаний δ принимается равным $\delta = 0,3$ для железобетонных и каменных сооружений, а также для зданий со стальным каркасом при наличии ограждающих конструкций, $\delta = 0,15$ — для стальных сооружений футерованных дымовых труб и аппаратов колонного типа; $\delta = 0,22$ — для стекла, а также смешанных сооружений, имеющих одновременно стальные и железобетонные несущие конструкции.

Как видно из графика, наибольшие величины коэффициента динамичности, а следовательно, и величины пульсационной составляющей ветровой нагрузки формируются в более гибких зданиях.

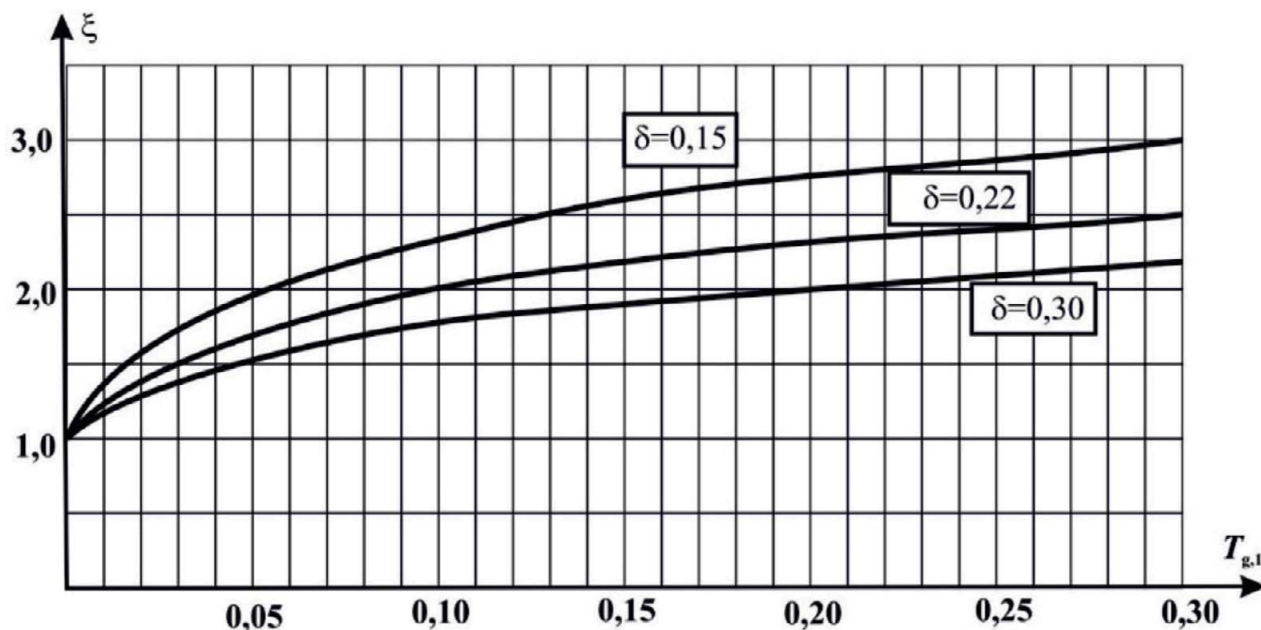


Рис. 4.11. Коэффициенты динамичности ξ ветровой нагрузки

Алгоритмы определения снеговой нагрузки на покрытие здания представлены в п. 10 [6]. При этом можно отметить, что для высотных зданий зачастую при проектировании отказываются от учета снеговых воздействий (что обосновывается в Специальных технических условиях). Это объясняется тем, что в уровне покрытий высотных зданий скорость ветра столь значительна, что значимая толщина снегового покрова не формируется.

4.4. Выполнение расчета и анализ результатов

В главе 3 были разобраны основные вопросы, связанные с выполнением расчета и анализом результата. Нужно подчеркнуть необходимость тщательного анализа протокола расчета, дабы не пропустить системных сообщений об ошибках и дефектах расчетной модели.

При анализе результатов особо следует контролировать напряженно-деформированное состояние (и соответствующее армирование) конструкций, обеспечивающих «переопирание» вертикальных несущих конструкций. В этих конструкциях, как правило, возникают большие напряжения и требуется армирование большой площади.

Также плитные конструкции фундаментов подлежат детальному контролю, прежде всего по критерию величин поперечных усилий и (в несколько меньшей степени) изгибающих моментов. Следует отметить, что одним из важнейших обобщенных показателей являются параметры продольного армирования. При этом расчетные значения продольного армирования при установке арматурных стержней в один слой каждого из направлений не могут превышать величину, близкую к $90 \text{ см}^2/\text{м}$ пог. В случае двухслойного размещения арматурных стержней каждого из направлений расчетное значение продольного армирования не может превышать величину, близкую к $180 \text{ см}^2/\text{м}$ пог. Также нужно учесть, что вышеобозначенные показатели должны быть получены не в одиночных КЭ, а в группах КЭ, формирующих зоны по площади фундаментной плиты. В случаях большего значения расчетного продольного армирования рекомендуется увеличить толщину или изменить конструктивное решение фундамента либо в целом заглубленной части здания.

Необходимо отметить ряд особенностей, которыми обладают результаты расчетов по второй группе предельных состояний для несущих систем многоэтажных и (особенно!) высотных зданий. Так, в нормах [6] установлена предельно допустимая величина ускорений в уровне перекрытий таких ускорений, равная $0,08 \text{ м/с}^2$. С этим значением сравниваются величины ускорений этажей здания, полученные от нормативных ветровых нагрузок (с коэффициентом надежности по нагрузке, равным 1,0) с понижающим коэффициентом 0,7.

Замечание по технологии выполнения расчета. Во многих случаях при формировании модели нагрузок, включающей ветровые воздействия, задаются расчетные значения нагрузок с коэффициентами надежности по нагрузке больше 1,0. Для ветровых нагрузок в соответствии с требованиями СП [6] принимается коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,4$. Для того чтобы сократить количество расчетных процедур, видится возможным произвести статический расчет по расчетным нагрузкам, но установить предельное значение ускорений: $0,08 \text{ м/с}^2 \cdot 1,4 / 0,7 = 0,16 \text{ м/с}^2$, и с этим значением в дальнейшем сравнивать значения ускорений этажных перекрытий. В этом случае ошибка представляется весьма малой.

На рис. 4.12 для примера представлены значения ускорений, полученные по результатам расчета несущей системы. Значения не превышают величины $0,16 \text{ м/с}^2$.

В случае невыполнения условия по ускорениям необходимо выполнить корректировку несущей системы с целью получения необходимого уровня жесткости. Увеличение жесткости несущей системы в большинстве случаев достигается установкой дополнительных стен (диафрагм жесткости) либо увеличением толщины ранее предусмотренных стен.

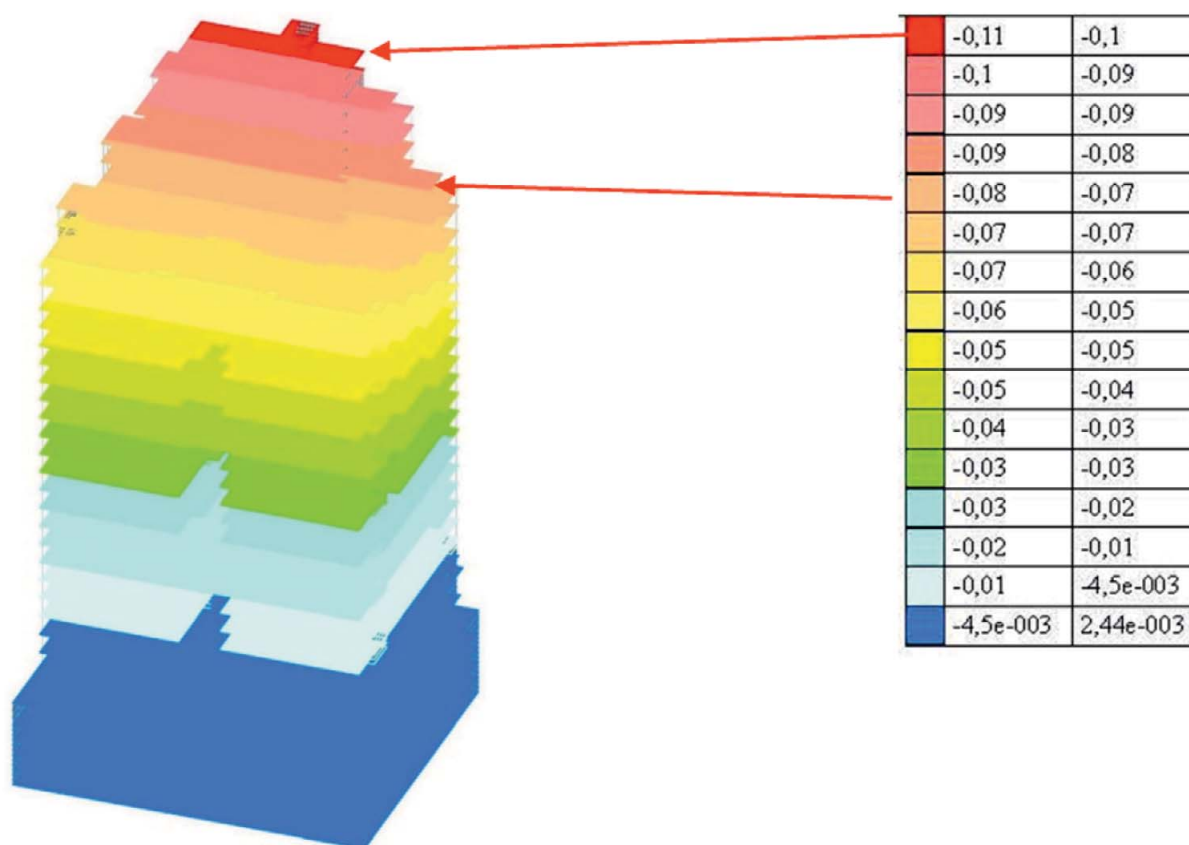


Рис. 4.12. Результаты расчета ускорений несущей системы от ветровых нагрузок

5. РАСЧЕТНЫЙ АНАЛИЗ НЕСУЩИХ СИСТЕМ В РАМКАХ ЖИЗНЕННОГО ЦИКЛА

Несущие системы зданий в процессе своего жизненного цикла проходят через несколько характерных этапов, определяющихся разными режимами работы конструктивной системы. Основными режимами являются: режим возведения (генерации) несущей системы, режимы основного эксплуатационного периода, случаи особых воздействий в период эксплуатационного режима (карст, обводнение грунтов, сейсмические воздействия и др.), режим реконструкции, режим демонтажа несущей системы.

В этой связи становится очевидным, что при проведении расчетного анализа несущей системы в рамках полного жизненного цикла необходимо учитывать, что несущая система здания и соответствующая ей расчетная схема проходят несколько состояний, отличающихся расчетными моделями. Каждую из моделей определяет набор ключевых параметров: характеристики воздействий, набор

внешних связей, физические соотношения, описывающие напряженно-деформированное состояние (НДС). При этом когда система переходит от одной стадии к другой, у нее на предыдущей стадии уже сформировано некоторое напряженно-деформированное состояние, и необходимо учитывать наследование НДС от одной расчетной ситуации к другой (см. главу 5) (рис. 5.1).

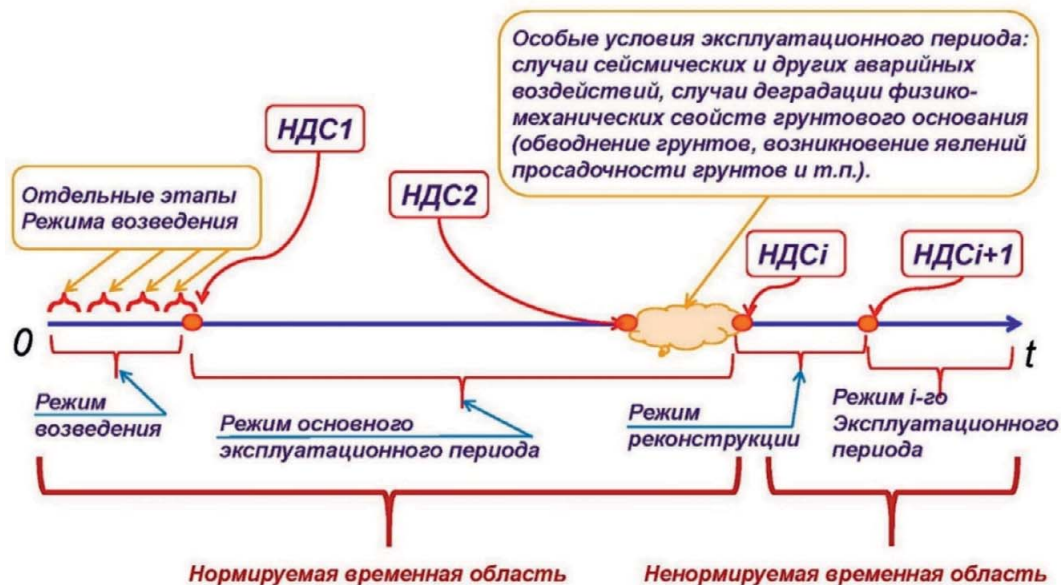


Рис. 5.1. Схема формирования НДС несущей системы в рамках жизненного цикла

Так, после режима возведения (генерации) несущая система переходит к основному эксплуатационному режиму с длительно действующими нагрузками, которому соответствует определенная модель внешних связей, после чего следующим этапом возможно рассматривать режим с действующими кратковременными (либо, как вариант, особыми) нагрузками с соответствующей этому режиму моделью связей (рис. 5.2).

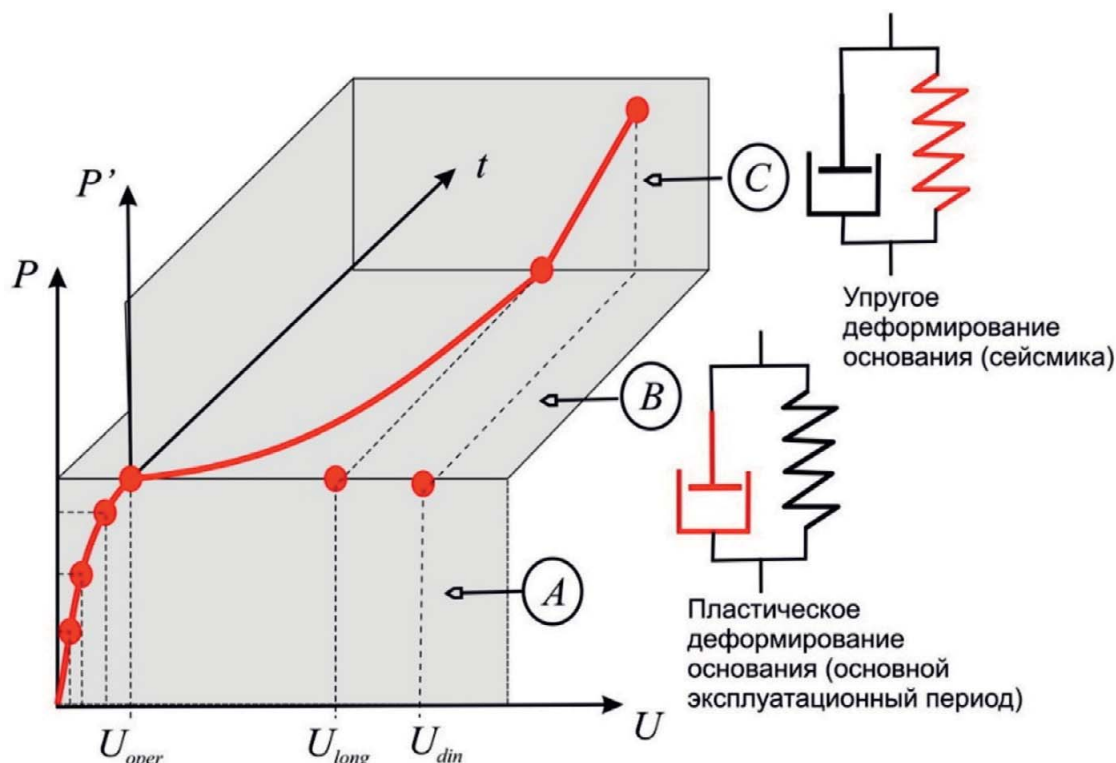


Рис. 5.2. Схема многоэтапного расчета с наследованием НДС и корректировкой расчетной модели:
 А — режим возведения (генерации); В — режим основного расчетного периода с длительно действующими нагрузками; С — режим действия кратковременных (особых) нагрузок

Рис. 5.2 наглядно демонстрирует, что результаты расчетного анализа, полученные для некоторой выбранной расчетной ситуации без учета предшествующих режимов работы, являются некорректными. При этом с позиции принятых моделей (несущей системы, нагрузок, связей и др.), соответствующих рассматриваемой расчетной ситуации, результаты расчета будут формально верными, но с позиции общей схемы деформирования несущей системы во времени корректные результаты расчетного анализа могут быть получены только при последовательном многоэтапном рассмотрении системы расчетных ситуаций с учетом наследования НДС системы, уже сложившегося к моменту наступления исследуемой расчетной ситуации.

Как видно из общей схемы формирования НДС (см. рис. 5.1, 5.2), здание и его несущие конструкции в процессе своего жизненного цикла существуют в одном из многих возможных режимов:

- режим возведения конструкций;
- основной режим эксплуатации, имеющий существенные отличия в условиях работы при длительных и кратковременных нагрузках;
- особый режим эксплуатации: сейсмические воздействия, проявление карстово-суффозионных явлений, изменение физико-механических свойств грунтов оснований вследствие изменения стандартных природных условий (например, обводнение грунтов при обильных ливневых осадках, снеготаянии и т.п.), температурные воздействия при пожаре и др.;
- режим деградации конструкции, который соответствует существенному снижению жесткости, разрушению фрагмента конструкции (всей конструкции), разрушению связей между элементами конструкции и проч.;
- режим реконструкции сооружения и последующий новый эксплуатационный режим.

В процессе возведения сооружения (за исключением простейших случаев) создается поэтапно (котлован, фундаменты, появляющиеся этаж за этажом конструкции надземной части и т.д.). При этом каждой стадии соответствует своя расчетная схема. Однако несущая система и соответствующая ей расчетная схема могут претерпевать изменения и после завершения строительства. Это может быть связано с изменением условий существования объекта: случаи замачивания и проседания грунтов, износа несущих конструкций, изменения упругих свойств материалов (например, вследствие реологических свойств бетона или изменения влажности древесины) и др. Все эти факторы меняют расчетную схему, и мы можем попытаться учесть особенности поведения конструкций при условии существования моделей, описывающих такие изменения.

В этих условиях важно принимать во внимание тот факт, что каждая последующая расчетная ситуация наследует деформации и усилия, которые были реализованы на предыдущих стадиях. И даже если на каждой стадии существования конструкции ее работа была линейной, в целом поведение системы в процессе жизненного цикла оказывается нелинейным. Ввиду вышесказанного обычно постулируемое предположение о допустимости принципа суперпозиции для любых нагружений, позволяющее использовать только окончательную расчетную модель конструкции, верно (и то не всегда) лишь для того случая, когда все эти нагружения относятся к неизменной расчетной модели. Такая модель «готовой» конструкции может давать результаты расчета, не только количественно, но и качественно отличающиеся от реального напряженно-деформированного состояния.

Следует подчеркнуть тот факт, что проектируемые здания и сооружения, несмотря на предусматриваемую капитальность и длительность существования, не являются некими неизменными образованиями. На протяжении своего жизненного цикла они подвергаются большому числу зачастую фундаментальных изменений, и, следовательно, может возникать необходимость анализировать работу конструктивных систем, структура и жесткостные свойства которых изменяются во времени и пространстве. Требования о необходимости учета таких изменений имеются в федеральном законе [12], в ГОСТе [13]. В своде правил [1] для бетонных и железобетонных конструкций прямо указано (п. 5.1.3): «...следует рассматривать различные расчетные ситуации..., в том числе стадии изготовления, транспортирования, возведения, эксплуатации, аварийные ситуации, а также пожар».

В большинстве случаев здания и сооружения возводятся посредством их постепенного наращивания. Особенностью этого процесса является то, что при возведении каждого следующего этажа опалубку выставляют таким образом, чтобы получить горизонтальную поверхность бетонируемого перекрытия. При этом для нивелирования имеющихся к тому моменту деформаций нижележащих конструкций стены и колонны наращиваются на величину деформаций уже возведенной части здания (рис. 5.3).

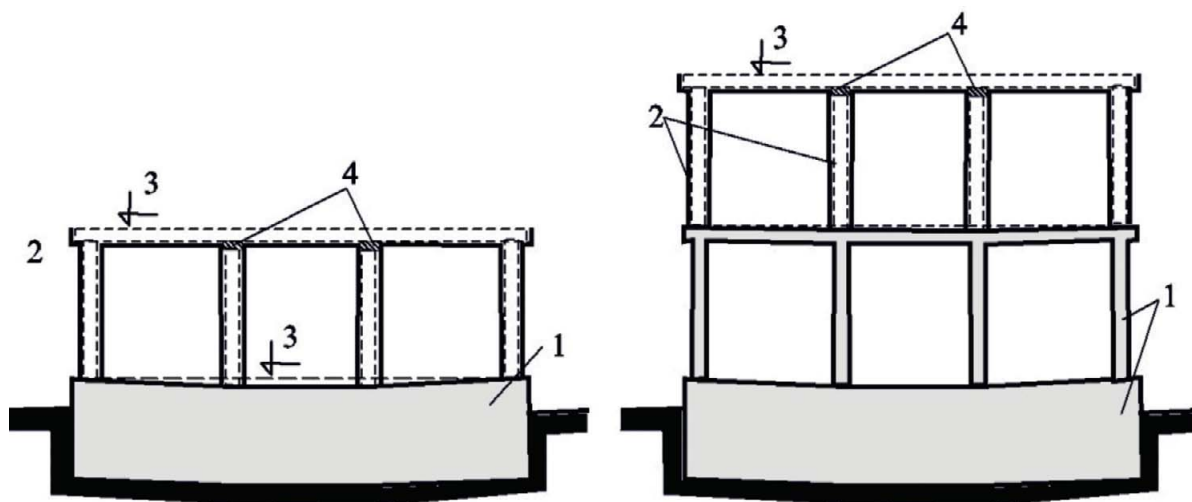


Рис. 5.3. Возведение несущей системы по технологии наращивания: 1 — построенная часть; 2 — опалубка; 3 — проектные отметки; 4 — дополнительный участок колонны

Из рис. 5.3 видно, что фактическая длина конструктивных элементов не соответствует их проектным размерам, т.е. в элементах несущей системы возникают приращения длин, не учитываемые в рамках традиционной расчетной технологии. Отсутствие учета этих приращений неизбежно должно привести к отклонению характера деформирования несущей системы, а следовательно, и распределения усилий в элементах, от деформирования в реальных условиях. Достаточно наглядно подобные отклонения можно проиллюстрировать на специально подготовленной модели здания (рис. 5.4). В этой модели на типовых этажах имеются как колонны, так и стеновые конструкции (лестнично-лифтовой блок), что приводит к существенной неоднородности жесткостей. В верхнем уровне модели имеются высокие балки (по наружным осям в продольном направлении) и стены (в поперечном направлении). На перекрытиях задана равномерно распределенная нагрузка 15 кПа (1,5 т/м²).

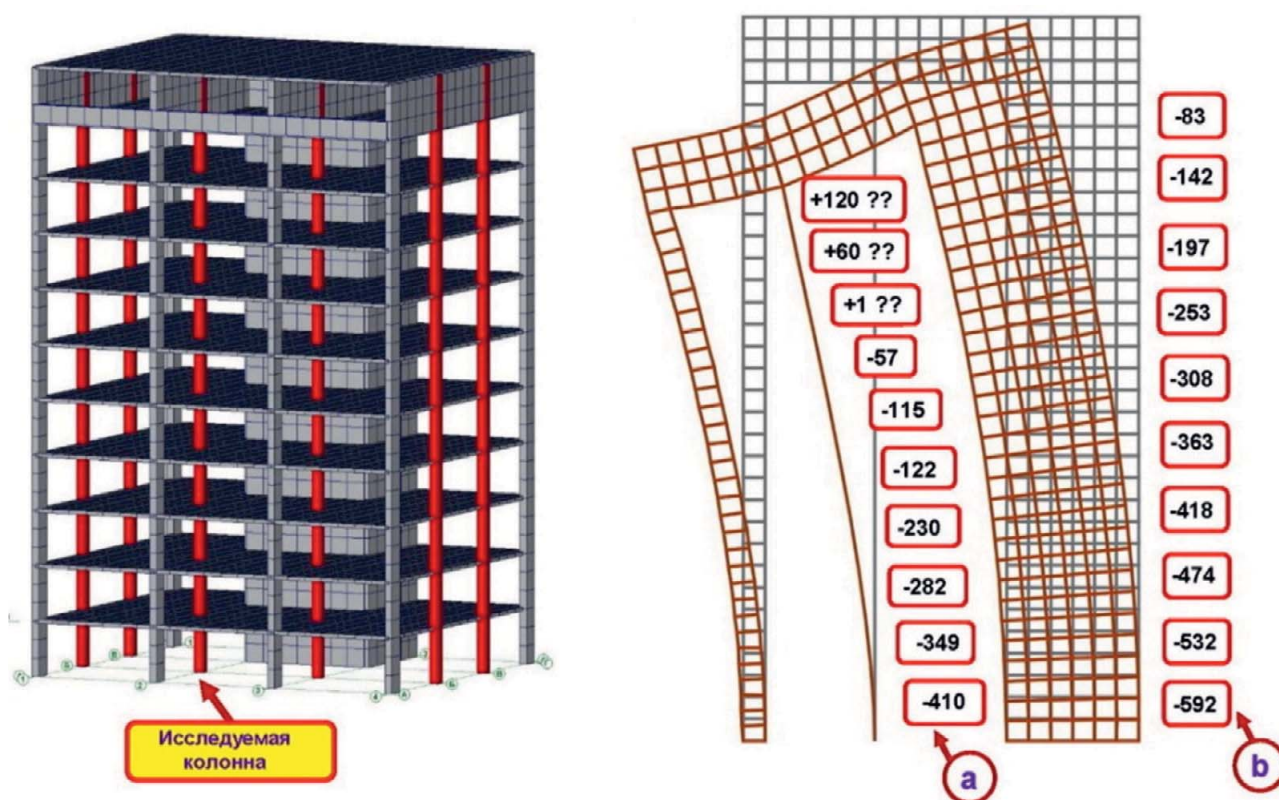


Рис. 5.4. Результаты расчета тестовой модели при использовании традиционной расчетной технологии

Анализ результатов расчета показывает, что традиционная расчетная технология приводит к нелогичному результату, согласно которому средние колонны оказываются «подвешенными» к более жестким конструкциям верхнего уровня, что приводит к появлению растягивающих усилий (ряд значений серии «а» на рис. 5.4). При этом в случае «ручного» сбора нагрузок на средние колонны на основании грузовых площадей в колоннах получаются сжимающие усилия на всех этажах.

При выполнении расчета с учетом стадийности возведения конструкции, учитывающего накопление деформаций на каждой стадии возведения, получены вполне достоверные результаты (ряд значений серии «б» на рис. 5.4), которые хорошо соответствуют результатам расчета на основании грузовых площадей. При таком расчете конструктивные элементы следующего этапа устанавливают в проектное положение с учетом необходимого удлинения.

Сравнение результатов расчета по традиционной технологии и с учетом стадийности возведения приведено в табл. 5.1.

Таблица 5.1

Технология расчета	Усилия в средних колоннах (+ растяжение; – сжатие), т				
	1-й этаж	3-й этаж	5-й этаж	8-й этаж	10-й этаж
Традиционная	-410	-289	-172	+1	+80
С учетом стадийности возведения	-592	-474	-363	-197	-83

Проявление эффекта растянутой колонны наглядно иллюстрируется примером расчета простой конструкции на рис. 5.5, где представлена схема 4-элементной стойки, имеющей закрепленный верхний узел и нагрузки по 50 т во всех промежуточных узлах.

На схеме 5.5, а принято, что существует полная стойка, состоящая из четырех элементов, с закрепленным верхним узлом; на схеме 5.5, б та же 4-элементная стойка возводится поэтапно, и верхний узел закрепляется после монтажа всех элементов стойки.

Анализ схемы рис. 5.5, а показывает, что в случае единомоментного приложения узловых нагрузок на схему проявляется эффект «подвеса», и, следовательно, возникают растягивающие усилия в верхних элементах стойки. Расчет с выделением отдельных этапов и учетом наследования НДС от этапа к этапу (рис. 5.5, б) показывает, что закрепление верхнего узла не может оказать влияния на формирование усилий в элементах стойки, так как это закрепление возникает только после монтажа всех конструктивных элементов. Следовательно, в данном случае происходит накопление усилий сжатия в элементах конструкции. Аналогично происходило формирование усилий и в выше рассмотренной тестовой модели здания (см. рис. 5.4).

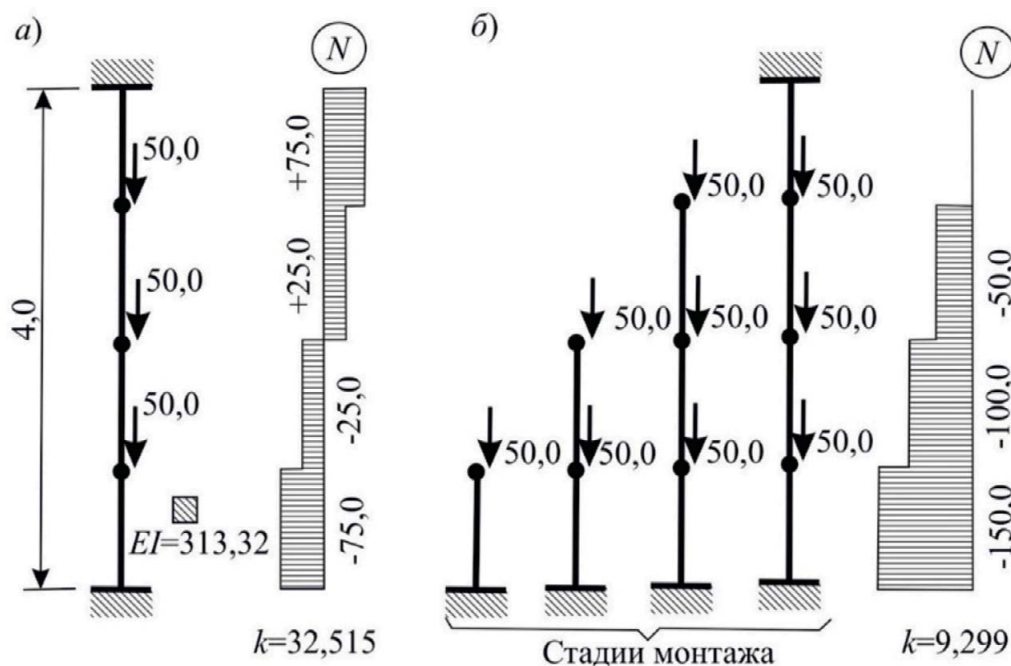


Рис. 5.5. Формирование усилий в 4-элементной стойке при различных технологиях расчета

На рис. 5.6 показан процесс накопления перемещений при поэтапном монтаже элементов стойки и соответствующем приложении нагрузки. Определить значения вертикальных перемещений можно на основании зависимостей:

$$\Delta_1 = PH/(EA);$$

$$\Delta_2 = P(H + \Delta_1)/(EA);$$

$$\Delta_3 = P(H + 2\Delta_1 + \Delta_2)/(EA),$$

где EA — жесткость стойки на растяжение (сжатие).

В ряде проблемно ориентированных ВК, таких как ВК SCAD и ВК «ЛИРА», реализован многоэтапный режим расчета [14], который получил в них условное наименование МОНТАЖ. Также расчетная технология позволяет учитывать уменьшение объема КЭ от этапа к этапу — режим деградации модели. Можно отметить, что при едином общем подходе к многоэтапной расчетной технологии в ВК SCAD имеется ряд дополнительных возможностей, позволяющих реализовывать не только простейшие многоэтапные расчеты систем в режиме генерации модели (т.е. при поэтапном увеличении объема КЭ, что соответствует ситуации возведения конструкций), но и расчеты с изменением на очередном этапе ключевых параметров модели (деформационные свойства основания, характеристики жесткости и др.) при неизменном объеме КЭ модели.

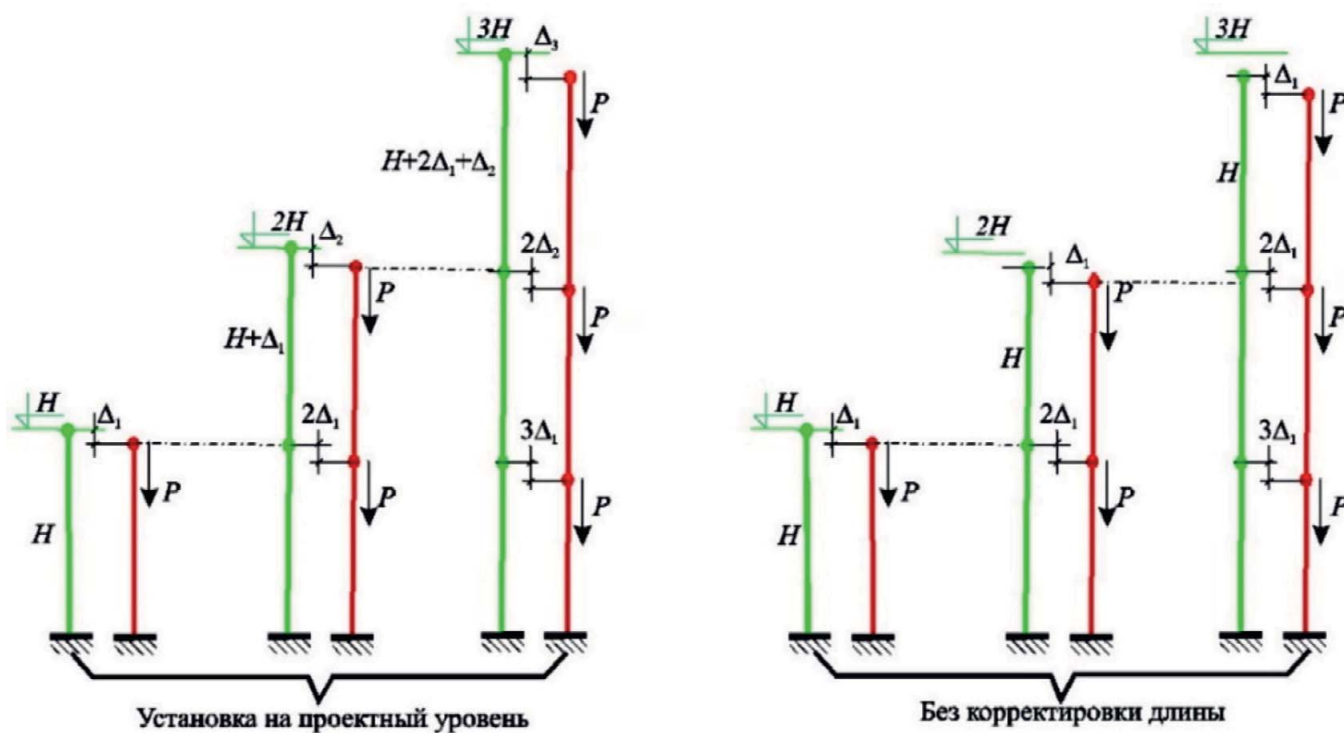












Рис. 5.6. Накопление перемещений при монтаже (зеленый цвет — при установке, красный — после приложения нагрузки)


Ниже в кратком виде на примере ВК SCAD приведена последовательность действий при задании исходных данных для выполнения расчетов по технологии МОНТАЖ.

Предварительно создается полная модель сооружения, после чего выполняют разбиение модели на несколько этапов (стадий монтажа). При расчете каждого следующего этапа учитывается напряженно-деформированное состояние конструкций, полученное по результатам расчета предыдущих этапов. В программе имеется возможность при переходе от одной стадии к другой включать в модель и исключать из нее элементы конструкции, учитывать статические и динамические нагрузки различного вида, изменение модуля упругости материала, а также изменение условий примыкания и опирания. На основании результатов расчета можно получить расчетные сочетания усилий и комбинации загрузжений, выполнить подбор арматуры для элементов железобетонных конструкций, а также проверку и подбор сечений для элементов стальных конструкций из прокатных профилей.

Предлагается следующая последовательность действий для создания очередной стадии монтажа:

- нажать кнопку , что вызовет открытие диалогового окна **Стадия монтажа**. Задать наименование стадии и активировать соответствующий маркер в случае необходимости выполнения расчетов по деформированной схеме;
- нажать кнопку  и выбрать на схеме элемент или группы элементов, которые требуется включить на текущей стадии, после чего нажать кнопку ;
- нажать кнопку  и выбрать на схеме элемент или группы элементов, которые требуется удалить на текущей стадии, после чего нажать кнопку ;
- в случае необходимости изменения на текущем этапе модуля упругости каких-либо элементов следует нажать кнопку K_e и в появившемся диалоговом окне **Модуль упругости** ввести значение коэффициента, на который требуется умножить модуль упругости элемента; выбрать на схеме элемент или группы элементов, для которых требуется изменить модуль упругости, после чего нажать ;
- в случае необходимости изменения на текущем этапе связей в узлах следует нажать кнопку  и выполнить операции по установке или удалению связей для выбранных узлов;
- в случае необходимости изменения шарниров на текущем этапе следует, используя кнопки , , выполнить операции по установке или удалению шарниров для выбранных элементов;
- нажать кнопку  и в появившемся диалоговом окне **Формирование загружений** задать базовое (накапливаемое) загружение, включая, если это необходимо, группы нагрузок с соответствующими коэффициентами, а также независимые загружения, которые действуют на текущей стадии монтажа.

Ниже приведены важные особенности процедуры «Инициализация новой стадии монтажа».

- Нажатие кнопки  вызовет появление на экране диалогового окна **Стадия монтажа** (рис. 5.7), в котором потребуются задать следующие данные:
- наименование стадии;
 - признак учета деформаций, полученных при расчете предыдущей стадии.

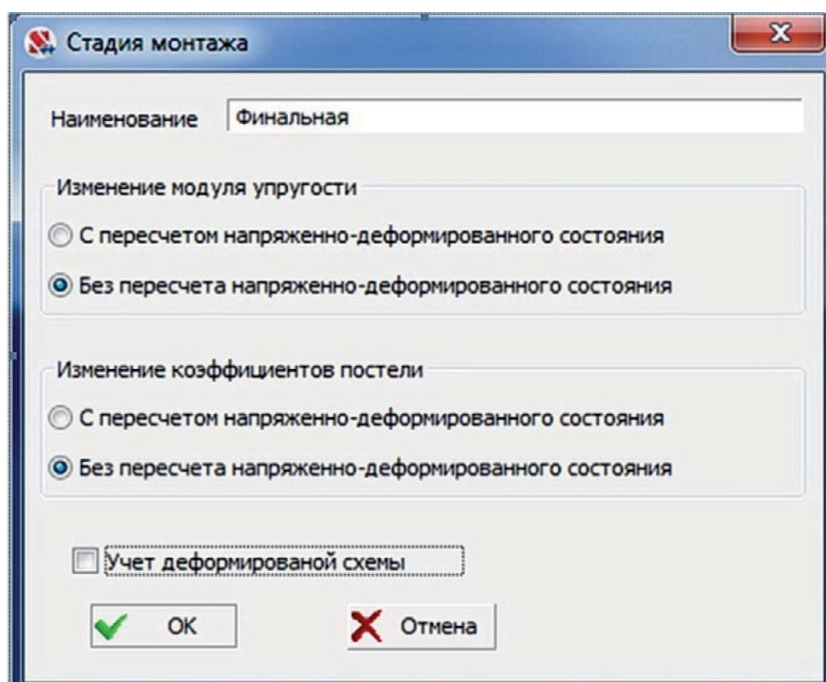


Рис. 5.7. Вид диалогового окна «Стадия монтажа»

Узлы элементов, добавляемые на новой стадии монтажа и имеющие примыкание к узлам элементов, добавленных на предыдущей стадии, получают в процессе расчетов координаты с учетом деформированной схемы, полученной на предыдущей стадии монтажа (вне зависимости от состояния маркера **Учет деформированной схемы**). В случае неактивного маркера **Учет деформированной схемы** расчет напряженно-деформированного состояния будет выполнен с учетом этих перемещений, но без учета изменения формы элементов. В противном случае в расчетах будет учитываться и изменение формы элемента. Остальные узлы размещаются в «проектном положении», которое соответствует исходной схеме.

В процессе создания каждой стадии монтажа требуется также выбрать опции, которые определяют порядок учета изменений коэффициентов постели и модулей упругости. В случае изменения жесткостных параметров элементов системы (коэффициентов постели упругого основания или модуля упругости материала элементов) это обстоятельство возможно учесть при задании схемы модификации конструкции. Но при этом возможны различные варианты этой операции:

– произошло изменение жесткостных характеристик элемента (например, увеличение жесткости обжатого упругого основания), но при этом напряженно-деформированное состояние системы не изменилось (режим без пересчета напряженно-деформированного состояния);

– произошло изменение жесткостных характеристик элемента, остающегося нагруженным (например, упал модуль упругости конструктивного элемента, разогретого пожаром). В этом случае внутреннее усилие, имеющееся в элементе до модификации, передается обновленному элементу, что приводит к перераспределению усилий в системе при неизменной нагрузке (режим с пересчетом напряженно-деформированного состояния).

Нужно отметить, что первый вариант едва ли применим при уменьшении жесткостных характеристик, так как это обычно приводит к перераспределению усилий в системе. В случае увеличения жесткостных характеристик основания обычно не требуется пересчета НДС, но при снижении жесткостных характеристик пересчет необходим.

Ниже приведены важные особенности процедуры **«Изменение модулей упругости для текущей стадии монтажа»**.

При необходимости изменить модуль упругости элементов на текущей стадии монтажа нужно активировать указанную операцию нажатием кнопки **К_e** и в появившемся диалоговом окне Модуль упругости (рис. 5.8) ввести значение коэффициента, после чего подтвердить введенное значение нажатием кнопки **ОК**. Затем произвести выбор на схеме элемента или группы элементов, для которых необходимо изменить модуль упругости на текущей стадии, после чего нажать кнопку **ОК**. Если значения модулей упругости требуется изменить в разной степени для разных элементов, то действие требуется повторить для каждой группы элементов с отличным модулем упругости.

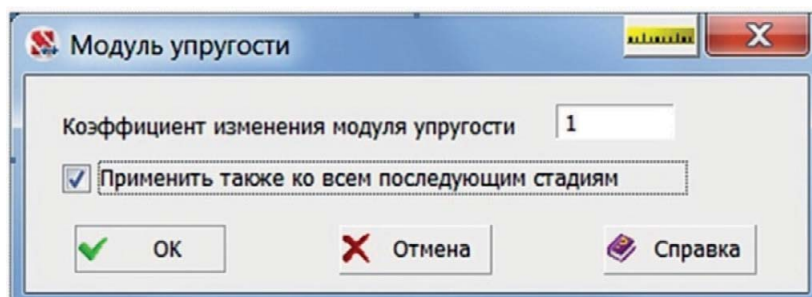


Рис. 5.8. Вид диалогового окна «Модуль упругости»

На этапе расчета текущей стадии монтажа назначенные коэффициенты будут использованы для изменений модулей упругости элементов, заданных при формировании исходной расчетной схемы. В случае активного маркера **«Применить также ко всем последующим стадиям»** заданные коэффициенты будут также применены и для всех последующих стадий расчета.

Проиллюстрировать эффекты, получаемые при применении многоэтапной расчетной технологии, обеспечивающей наследование НДС от этапа к этапу, можно посредством сопоставления схем деформирования несущих систем высотного здания, определенных при использовании различных расчетных технологий (рис. 5.9 и 5.10).

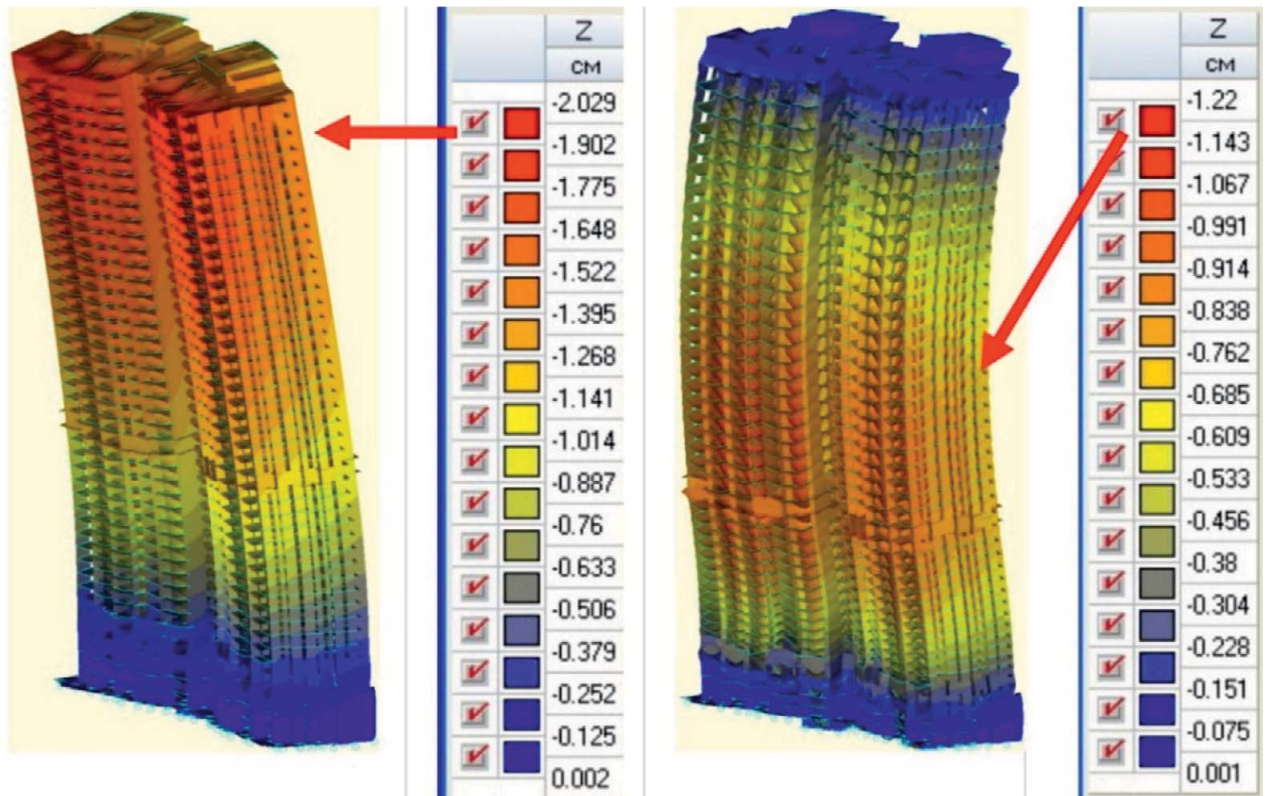


Рис. 5.9. Высотное жилое здание в г. Владивостоке. Результаты расчета вертикальных деформаций от нагрузок собственного веса (по Z) в традиционной расчетной технологии (слева) и в расчетной технологии, учитывающей поэтапное изменение расчетной модели (справа)

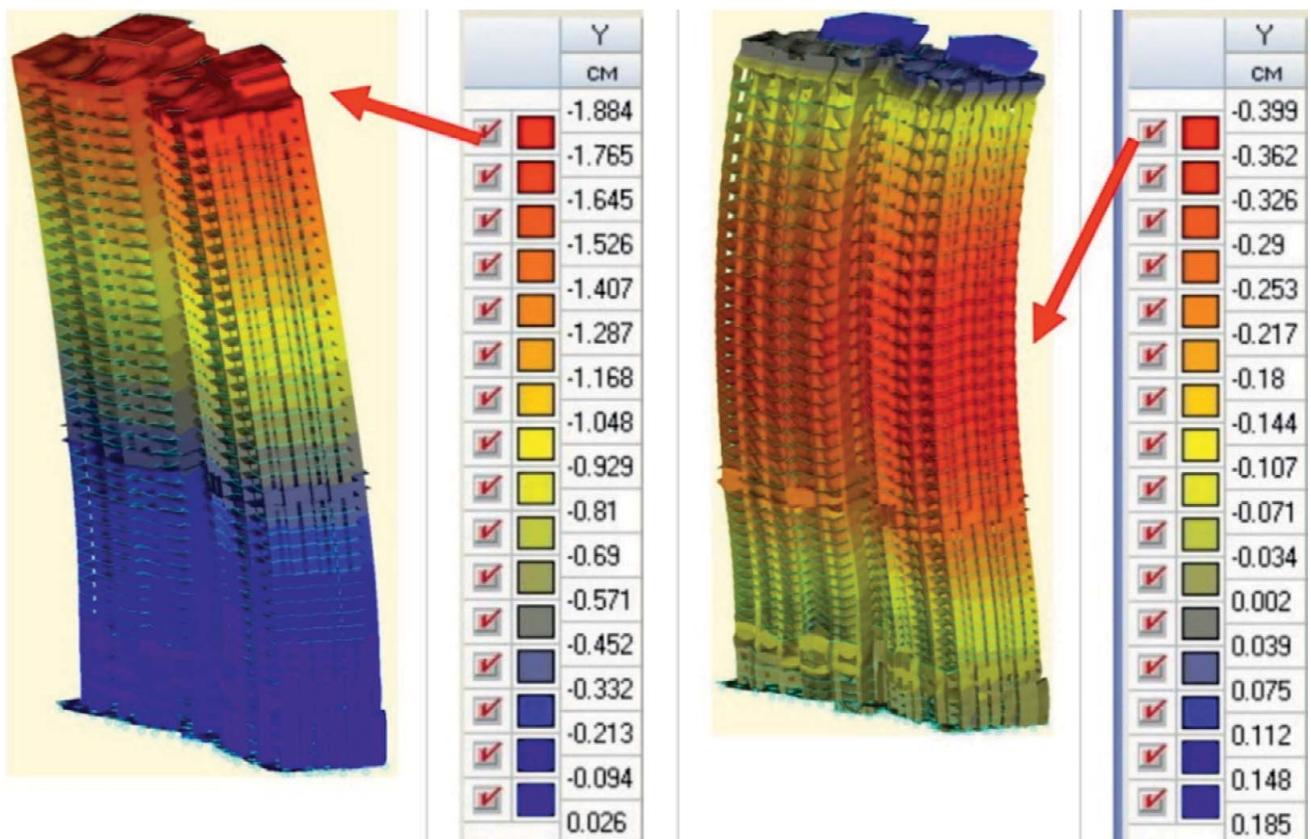


Рис. 5.10. Высотное жилое здание в г. Владивостоке. Результаты расчета вертикальных деформаций от нагрузок собственного веса (по Y) в традиционной расчетной технологии (слева) и в расчетной технологии, учитывающей поэтапное изменение расчетной модели (справа)

Как видно из рис. 5.9 и 5.10, для рассмотренного случая при использовании расчетной технологии, учитывающей поэтапное изменение расчетной модели, вертикальные деформации составляют 60 %, а горизонтальные перемещения в поперечном направлении — лишь 21 % от соответствующих результатов расчета, получаемых при использовании традиционной расчетной технологии. Отдельно стоит отметить, что в случае несимметричного распределения жесткостей в пределах этажа применение разных расчетных технологий дает по результатам расчета принципиально разный путь деформирования расчетной модели.

Анализ последовательности расчетных ситуаций, возникающих в рамках жизненного цикла (см. рис. 5.1), показывает, что длительные нагрузки от собственного веса конструкций начинают действовать на этапе возведения здания и продолжают действовать на протяжении всего периода эксплуатации. Значения расчетных величин кратковременных нагрузок, например ветровых или сейсмических воздействий, оцениваются по их максимальному значению, которое кратковременно реализуется с большим периодом повторяемости (в частности, для ветровых воздействий этот период составляет 50 лет). Ввиду вышесказанного при наиболее консервативной расчетной ситуации принимается, что несущая система и грунтовое основание в течение длительного временного интервала деформируются под действием длительных нагрузок, а кратковременные нагрузки воздействуют на несущую систему только в конце расчетного временного интервала. В этом случае для корректного описания расчетной ситуации требуется обеспечить реализацию двух отличных друг от друга моделей грунтового основания:

- длительно действующие нагрузки определяют деформации грунтового основания, жесткостные характеристики которого соответствуют модулю деформации грунта, учитывающего как упругие, так и пластические деформации;

- кратковременные нагрузки проявляются в полной мере в условиях уже имеющихся длительных деформаций грунтового основания, при этом генерируя (в силу природы своего воздействия) реакцию грунтового основания, определяемую модулем упругости (!) грунта.

Ввиду вышесказанного при расчете несущей системы на нагрузки кратковременного действия следует учитывать деформационные характеристики основания (коэффициенты постели), которые существенно отличаются от деформационных характеристик, определенных для случая длительного действия нагрузок.

Разница между модулем деформаций и модулем упругости определяется остаточными деформациями. Модуль упругости описывает обратимую часть деформации, исчезающую после снятия нагрузки (справедлив закон Гука), в то время как модуль общей деформации учитывает и пластические (необратимые) деформации.

В СП [7] при определении осадки основания учитываются два модуля деформации: E_1 — модуль деформации слоя грунта по ветви первичного нагружения (от веса здания), E_2 — модуль деформации грунта по ветви вторичного нагружения (от веса грунта). Так вот, как раз при реализации модуля E_2 отсутствуют остаточные деформации, т.к. грунт уплотнился от собственного веса за многие миллионы лет. В этих условиях E_1 будет модулем общей деформации (порядка 10–15 МПа), а E_2 следует условно считать модулем упругости (порядка 50–75 МПа). В случае отсутствия опытных данных [7] рекомендует принимать $E_2 = 5E_1$.

В качестве иллюстрации вышесказанного можно привести результаты решения тестовой расчетной модели (рис. 5.11), нагруженной постоянной равномерно распределенной нагрузкой на перекрытия, равной 15 кПа (1,5 т/м²), и ветровым воздействием (с учетом пульсационной составляющей).

Для расчета модели по традиционной технологии заданы деформационные характеристики основания (коэффициенты постели) $C_1 = 80$ т/м³; 125 т/м³; 160 т/м³ — общие для всех нагружений.

Для расчета модели по технологии «Монтаж» заданы деформационные характеристики основания, т/м³, $C_1 = 80$; 125; 160 — для длительно действующих нагрузок и $C_1 = 800$; 1250; 1600 — для кратковременных воздействий (для наглядности в тестовом примере принято $E_2 = 10E_1$).

Полученные результаты расчетов представлены в табл. 5.2.

Как видно из таблицы, деформационные характеристики основания значительно влияют на получаемые по результатам расчета динамические параметры сооружения, что при использовании традиционной одноэтапной расчетной технологии приведет к снижению точности прогноза НДС.

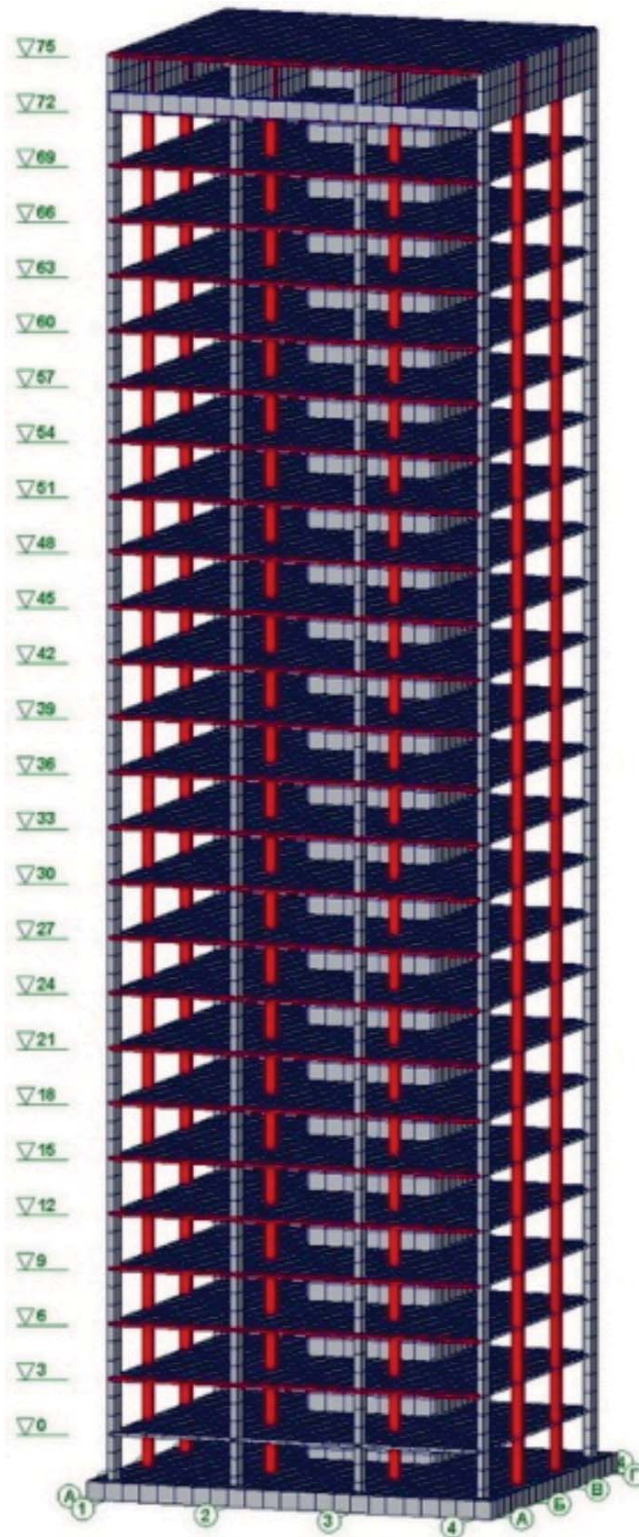


Рис. 5.11. Общий вид тестовой расчетной модели для анализа моделей податливости основания

Таблица 5.2

Вид расчетной технологии	Вид параметра НДС	
	Период 1-го тона, с	Горизонтальные деформации по 1-му тону, мм
Традиционная расчетная технология	11,45	121,33
Технология «Монтаж»	5,65	26,90

Аналогичная ситуация складывается и при расчетном анализе несущих систем в условиях сейсмических воздействий. Очевидно, что к моменту появления сейсмического воздействия в несущей системе здания уже имеется сформированное НДС, соответствующее действию основного сочетания нагрузок. При этом в сооружении реализовывались связи с внешней средой, которые определяются характером действующих нагрузок. В случае же появления сейсмического воздействия (которое по природе своей является кратковременным), как это было показано выше, жесткостные характеристики основания определяются не модулем деформаций, а модулем упругости грунтового массива, что существенным образом сказывается на результатах расчетов.

Указанные выше случаи определяют необходимость использования многоэтапной расчетной технологии.

6. РАСЧЕТНЫЙ АНАЛИЗ ФУНДАМЕНТНОЙ ПЛИТЫ

Расчет и конструирование фундаментной плиты (плитного ростверка) по критериям I и II групп предельных состояний выполняется по результатам анализа несущей системы здания в целом. При этом в расчетной схеме необходимо задать параметры грунтового основания (см. п. 4.1.3) и учесть этапность возведения здания в рамках жизненного цикла (см. главу 5).

Оценки деформаций и напряжений и подбор армирования для фундаментной плиты в вычислительном комплексе выполняются аналогично перекрытиям типовых этажей (п. 3.4).

7. ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ ПРОСТРАНСТВЕННЫЕ КОНСТРУКЦИИ ПОКРЫТИЙ И ПЕРЕКРЫТИЙ

В соответствии с классификацией [15] железобетонные тонкостенные пространственные конструкции покрытий и перекрытий (см. рис. 7) по очертанию срединной поверхности делятся на следующие:

а) складки с различной формой поперечного сечения, в том числе складчатые своды и оболочки (рис. 7.1, а);

б) оболочки и своды нулевой гауссовой кривизны — цилиндрические и конические оболочки и цилиндрические своды (рис. 7.1, б);

в) оболочки и волнистые своды положительной гауссовой кривизны — сферические оболочки и купола, очерченные по поверхностям вращения с вертикальной осью (см. рис. 7.1, в); оболочки, очерченные по поверхности переноса в виде эллиптического параболоида, круговой поверхности (рис. 7.1, в) и бочарные своды (рис. 7.1, в, 10);

г) оболочки и волнистые своды отрицательной гауссовой кривизны — оболочки, очерченные по линейчатым поверхностям гиперболического параболоида (гипары) (рис. 7.1, г) и по поверхностям вращения с горизонтальной осью (рис. 7.1, г, 11);

д) оболочки разнозначной гауссовой кривизны — тороидальные оболочки (рис. 7.1, д), поверхности которых имеют на одних участках положительную, а на других — отрицательную кривизну, коноиды (поверхность которых имеет в большей части нулевую гауссову кривизну) и параболические оболочки на плоском контуре (в основном положительной кривизны), угловые участки которых имеют отрицательную гауссову кривизну и др.;

е) многогранники, в том числе вписанные в поверхности оболочек, указанных в п. б), в), г), д) (рис. 7.1, и), а также шатровые складки (рис. 7.1, к) и рамно-шатровые конструкции;

ж) составные оболочки, имеющие сложную поверхность, образуемые из оболочек, указанных в п. б), в), г), д), е) (рис. 7.1, л, м);

з) вспарушенные плиты, в том числе ступенчато-вспарушенные и шатровые панели (рис. 7.1, н, 16).

Основные требования к расчету и проектированию таких конструкций указаны в [15]. Примеры расчета и конструирования пространственных покрытий приведены в [16].

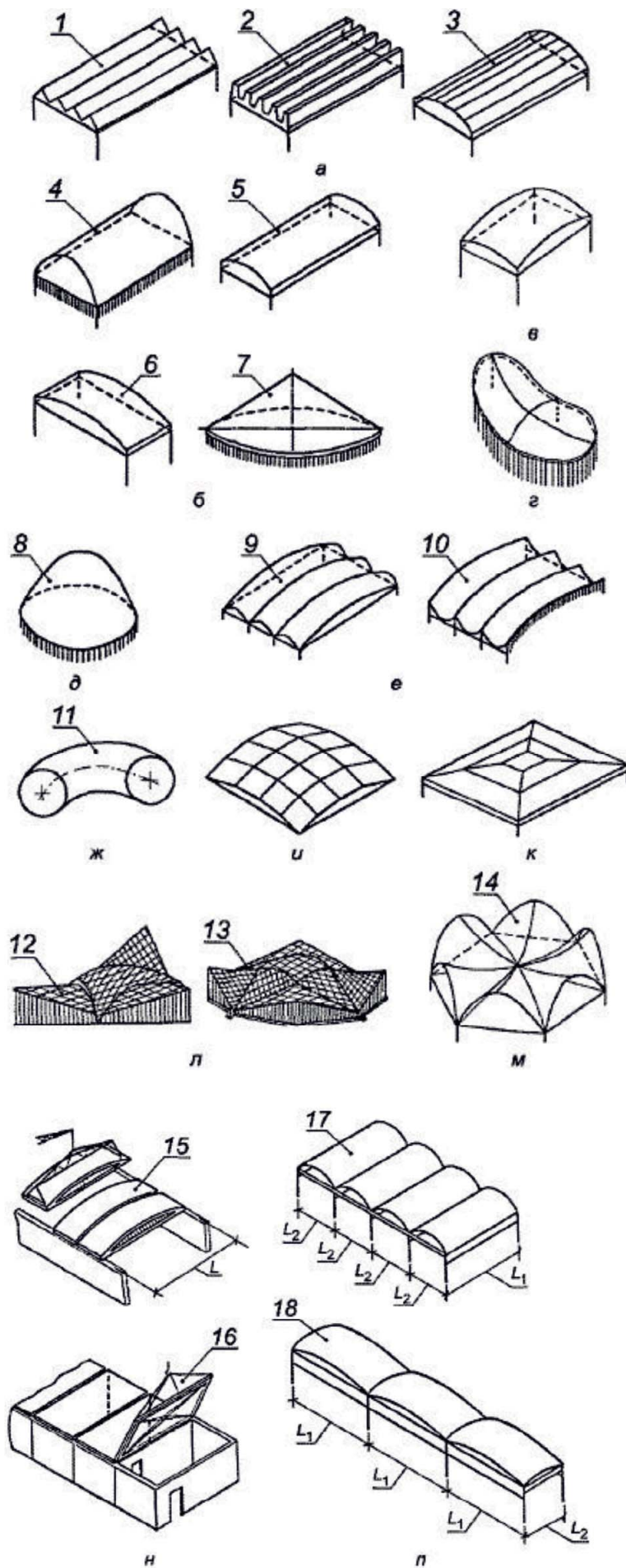


Рис. 7.1. Очертания железобетонных тонкостенных пространственных конструкций

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Перельмутер А.В. Основы метода расчетных предельных состояний / А.В. Перельмутер, О.В. Кабанцев, С.Ф. Пичугин. – Москва : СКАД СОФТ ; АСВ, 2019. – 240 с.
2. Тонких Г.П. Проектная подготовка в строительстве : методические рекомендации к практическим занятиям и самостоятельной работе. – Москва, 2020.
3. СП 267.1325800.2016. Здания и комплексы высотные. Правила проектирования.
4. СП 385.1325800.2018. Защита зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения. Правила проектирования. Основные положения.
5. СП 63.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003.
6. СП 20.13330.2011. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*.
7. СП 22.13330.2011. Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83*.
8. Нагрузки и воздействия на здания и сооружения / под общ. ред. А.В. Перельмутера. – 4-е изд., перераб. – Москва : СКАД СОФТ ; АСВ ; ДМК Пресс, 2014. – 596 с.
9. СП 52-103-2007. Железобетонные монолитные конструкции зданий.
10. Федоровский В.Г. Прогноз осадок фундаментов мелкого заложения и выбор модели основания для расчета плит / В.Г. Федоровский, С.Г. Безволев // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1998. – № 4-5. – С. 18-22.
11. Карпиловский В.С. SCAD Office. Версия 21. Вычислительный комплекс SCAD++ / В.С. Карпиловский, Э.З. Криксунов, А.А. Маляренко, А.В. Перельмутер, М.А. Перельмутер, С.Ю. Фиалко. – Москва : СКАД СОФТ, 2018. – 948 ср.
12. Федеральный закон № 384 «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений».
13. ГОСТ 27751-2014. Межгосударственный стандарт. Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения.
14. Перельмутер А.В. Анализ конструкций с изменяющейся расчетной схемой / А.В. Перельмутер, О.В. Кабанцев. – Москва : СКАД СОФТ ; АСВ, 2015. – 148 с.
15. СП 387.1325800.2018. Железобетонные пространственные конструкции покрытий и перекрытий. Правила проектирования.
16. Жихарев Ф.К. Проектирование одноэтажного здания с тонкостенным пространственным покрытием в виде оболочки переноса : учеб. пособие к курсовому проекту по дисциплине «Железобетонные и каменные конструкции» для студентов специальности 08.05.01 «Строительство уникальных зданий и сооружений» Специализация «Строительство высотных и большепролетных зданий и сооружений» / Ф.К. Жихарев, А.С. Силантьев, Е.В. Домарова. – Москва, 2017. – 123 с.