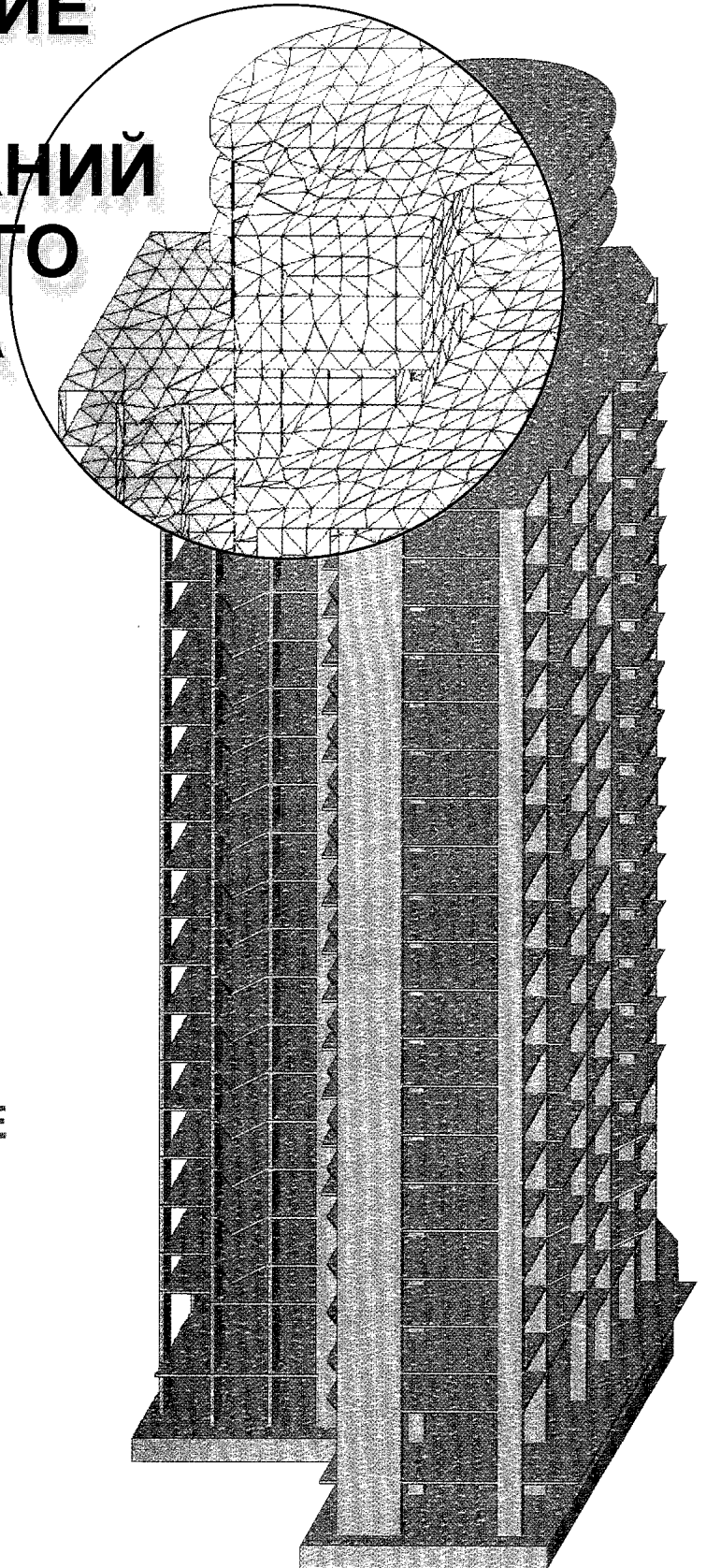


А.С.Городецкий
Л.Г.Батрак
Д.А.Городецкий
М.В.Лазнюк
С.В.Юсипенко

РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ КОНСТРУКЦИЙ ВЫСОТНЫХ ЗДАНИЙ ИЗ МОНОЛИТНОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОНА



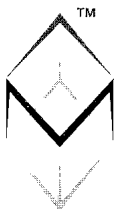
ПРОБЛЕМЫ

ОПЫТ

ВОЗМОЖНЫЕ
РЕШЕНИЯ И
РЕКОМЕНДАЦИИ

КОМПЬЮТЕРНЫЕ
МОДЕЛИ

ИНФОРМАЦИОННЫЕ
ТЕХНОЛОГИИ



КИЕВ "ФАКТ" 2004

А.С. ГОРОДЕЦКИЙ
Л.Г. БАТРАК
Д.А. ГОРОДЕЦКИЙ
М.В. ЛАЗНЮК
С.В. ЮСИПЕНКО

**РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ КОНСТРУКЦИЙ
ВЫСОТНЫХ ЗДАНИЙ
ИЗ МОНОЛИТНОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОНА**

**ПРОБЛЕМЫ, ОПЫТ, ВОЗМОЖНЫЕ РЕШЕНИЯ И РЕКОМЕНДАЦИИ,
КОМПЬЮТЕРНЫЕ МОДЕЛИ, ИНФОРМАЦИОННЫЕ ТЕХНОЛОГИИ**



Киев «ФАКТ» 2004

УДК 721.01:624.012.3:681.3.06

Расчет и проектирование конструкций высотных зданий из монолитного железобетона (проблемы, опыт, возможные решения и рекомендации, компьютерные модели, информационные технологии).

А.С. Городецкий, Л.Г. Батрак, Д.А. Городецкий, М.В. Лазнюк, С.В. Юсипенко. — К.: издательство «Факт», 2004. — 106 с.: ил.

ISBN 966-8408-72-1

Книга предназначена для специалистов, проектирующих конструкции высотных зданий из монолитного железобетона. Рассматриваются особенности работы конструкций высотных зданий, возможные варианты отдельных конструктивных решений, рекомендации по составлению расчетных схем. Обсуждаются вопросы, связанные с моделированием отдельных процессов жизненного цикла сооружения, в том числе процессы возведения и процессы приспособления конструкции, препятствующие прогрессирующему разрушению. Кратко излагаются основы метода конечных элементов с точки зрения инженера, оценивающего правомерность полученного решения. Даются рекомендации по построению конечно-элементных моделей. Описываются основные этапы автоматизированного проектирования конструкций высотных зданий на основе программного комплекса МОНОМАХ. Книга может быть полезна специалистам, работающим в области строительного проектирования, а также студентам, изучающим методы расчета и проектирования пространственных конструкций.

УДК 721.01:624.012.3:681.3.06

Рецензент: Д-р техн. наук, профессор А.О. Рассказов.

Рекомендовано к печати Ученым советом НИИ автоматизированных систем в строительстве (НИИАСС) Госстроя Украины

© ООО «ЛИРА софт», 2004

ISBN 966-8408-72-1

СОДЕРЖАНИЕ

ПРЕДИСЛОВИЕ		5
Раздел 1	Общая схема здания	7
Раздел 2	Вертикальные элементы каркаса (колонны, пилоны, диафрагмы)	11
Раздел 3	Безбалочные плиты перекрытий	15
Раздел 4	Плиты перекрытий, усиленные балками	25
Раздел 5	Фундаментные плиты	31
Раздел 6	Компьютерное моделирование процессов связанных с жизненным циклом сооружения	41
6.1	Моделирование процессов возведения	41
6.2	Моделирование приспособляемости конструкции препятствующей прогрессирующему разрушению	48
Раздел 7	Конечно-элементные модели	51
7.1	Основные положения	52
7.2	Выбор базисных функций	56
7.3	Оценка приближенного решения	59
7.4	Рекомендации по выбору типов конечных элементов	63
7.5	Компьютерные модели комбинированных систем, характерных для конструкций высотных зданий	64
7.6	Краткий обзор современных программных комплексов	67
Раздел 8	Технология расчета и проектирования конструкций высотных зданий на основе программного комплекса МОНОМАХ	71
ЛИТЕРАТУРА		104

ПРЕДИСЛОВИЕ

В настоящее время высотные здания все чаще применяются при застройке городов. Конструкции таких зданий – это каркас из монолитного железобетона, который в отличие от ранее применявшихся сборных каркасов (для которых был накоплен достаточный опыт расчета, проектирования и возведения) имеет ряд особенностей, к основным из которых можно отнести:

- безбалочные перекрытия, имеющие сложную конфигурацию в плане, обусловленную наличием большого количества нерегулярно расположенных балконов, эркеров, лоджий, отверстий;
- нерегулярно расположенные вертикальные несущие элементы – диафрагмы, колонны, пилоны (как правило, происходит отказ от мощных колонн прямоугольного сечения в пользу часто расположенных пилонов и колонн сложного сечения – тавровые, крестовые, уголковые, которые естественно вписываются в планировку);
- ненесущие наружные стены, поэтажно опирающиеся на междуэтажные перекрытия;
- фундаментные конструкции, представляющие собой фундаментную плиту, опирающуюся на свайное основание или на грунтовое основание, усиленное сваями (реже только на грунтовое основание). Очень часто основание фундаментной плиты имеет ярко выраженную неравномерную жесткость, обусловленную наличием карстов, неравномерными свойствами грунтов, повышенной жесткостью грунта и свай в периферийных зонах плиты и др. факторами, существенно влияющими на напряженно-деформированное состояние фундаментной плиты и вышележащих конструкций здания.

Но главной особенностью монолитного каркаса является возможность обеспечения совместной работы всех конструктивных элементов: вертикальных несущих элементов (колонн, пилонов, диафрагм), плит перекрытий, фундаментных плит, свайного или грунтового основания. Правильное использование этих возможностей позволяет значительно улучшить прочностные свойства каркаса с одновременным уменьшением его материалоемкости.

Современные мощные технические платформы, операционные среды и специализированные программные комплексы для расчета и проектирования конструкций позволяют не только составить и исследовать подробные расчетные схемы, но и провести компьютерное моделирование процессов жизненного цикла конструкции, включая стадии возведения и эксплуатации.

Обладая таким инструментарием, специалист может получить очень подробную информацию о том, как работает конструкция, где ее слабые места, на что следует обратить внимание в первую очередь. Так же как и при натурных испытаниях, специалист, приступая к расчету должен знать, что он ждет от результатов расчета, какие эффекты он ожидает выявить. Различные компьютерные модели могут отражать те или иные свойства конструкции. Но главной остается проблема построения компьютерной модели, по возможности адекватно отражающей те или иные конструктивные решения.

В предоставляемом материале авторы сделали попытку описать различные эффекты

работы конструкций высотных зданий, дать рекомендации по компьютерному моделированию, в некоторых случаях дать рекомендации по конструированию, а также описать возможную технологию автоматизированного расчета и проектирования на основе программных комплексов ЛИРА и МОНОМАХ. Несмотря на то, что высотные дома из монолитного железобетона начали применяться сравнительно недавно, материал основан на достаточно обширном опыте расчета и проектирования подобных конструкций (группа сопровождения ПК ЛИРА и ПК МОНОМАХ ежегодно осуществляет более 20 конкретных расчетов и проектов конструкций высотных зданий и проводит сотни консультаций со специалистами, ведущими проектирование на основе этих комплексов).

Сильное и плодотворное влияние на видение проблемы оказало бесценное общение с замечательными инженерами современности Л.Б. Гендельманом, Н.А. Короленко, В.А. Алмазовым, Г.В. Бадеяном, М.С. Вайнштенем, В.Э. Савранским, Е.А. Романенко, Е.И. Коваленко, С.М. Покрышка, В.А. Марчуком, Э.М. Воловик, Б.Г. Хайкиным и мн. др.

Авторы выражают благодарность всему коллективу разработчиков ПК ЛИРА и ПК МОНОМАХ и в первую очередь Е.Б. Стрелецкому, Ю.В. Гензерскому, Д.В. Марченко, А.А. Рассказову, В.П. Максименко, Н.Г. Харченко за многочисленные рекомендации и идеи по представлению материала.

Книга во многом носит постановочный характер. Многие проблемы только обозначены. Многие рекомендации достаточно спорны и носят субъективный характер. Авторы надеются на активные читательские отзывы, в которых будут поставлены новые проблемы, подсказано более полное раскрытие недоработанных тем, указано на излишний субъективизм.

Авторы предполагают, что на основании такого общения через некоторое время станет возможным публикация второго издания более полного и менее спорного.

Как связаться с авторами.

Вы можете передать нам свои замечания по содержанию этой книги через электронную почту

А.С. Городецкий	<i>alex_gor@gor.kiev.ua</i>
Л.Г. Батрак	<i>Larisa@lira.kiev.ua</i>
Д.А. Городецкий	<i>dgor@lira.kiev.ua</i>
М.В. Лазнюк	<i>support3@lira.kiev.ua</i>
С.В. Юсипенко	<i>sveta@lira.kiev.ua</i>

Если электронная почта Вам недоступна, присылайте Ваши отзывы по адресу: Украина, г. Киев 03037, м.Київ, вул. М.Кривоноса, 2а, НИИАСС, Городецкому А.С.

Web – узел относящийся к технологии проектирования описанной в данной книге имеет адрес: www.lira.com.ua.

Раздел 1 Общая схема здания

Демонстрация и исследование различных особенностей работы каркасных конструкций высотных зданий будет проводиться на конкретных численных примерах. Большинство примеров носит тестовый характер и, как правило, это плоские схемы, на которых легче выявить и проанализировать те или иные эффекты. С одной стороны всем тестовым примерам будет придаваться жизненный характер (сечения, материал, нагрузки будут максимально приближены к действительности), с другой стороны анализ всегда будет проводиться с «оглядкой» на пространственную схему, а иногда и с иллюстрациями конкретных объектов. Для демонстрации некоторых эффектов работы конструкций высотных зданий, обусловленных совместной работой ее элементов, проведем небольшое исследование на простом тестовом примере.

На рис. 1.1 приведена плоская схема, моделирующая фрагменты каркасной конструкции. Условно можно считать, что из пространственного 25-этажного каркаса вырезана двухметровая полоса. Ширина полосы диктуется наиболее часто встречающимся шагом свай 2м (как правило, основанием каркасных конструкций высотных зданий является фундаментная плита на свайном поле). Сечения элементов приняты из следующих соображений:

- Средняя диафрагма (ширина 3м, толщина 0,2м) моделирует ядро жесткости, располагающееся, как правило, в центре здания. Диафрагма моделируется одним стержнем с соответствующей жесткостью, а учет ее ширины может производиться на основе введения абсолютно жестких вставок по 1,5м – прием достаточно распространенный и очень эффективный.

- Крайние колонны (пилоны) имеют тавровое сечение с размерами полки 2×0,2 м (моделируется несущая железобетонная стена подземного этажа).

- Нижняя балка размером 2×1,2м моделирует двухметровую полосу фундаментной плиты толщиной 1,2м. Эта полоса фундаментной плиты опирается на 7 свай с шагом 2м.

Верхняя балка моделирует плиту перекрытия толщиной 18 см, т.е. ее размер принят 2,0×0,18 м.

- Несущая способность свай 200т, однако, их податливость различна: сваи 1 и 7 имеют осадку 1см, сваи 2 и 6 – 1,5см, а сваи 3, 4, 5 – 2см. Такая различная жесткость свай отображает известное предположение, что жесткость свай и грунтового основания в периферийных зонах значительно выше, чем в средних зонах фундаментной плиты.

- Равномерно распределенная нагрузка на перекрытия принята 2т/м². такая нагрузка является наиболее характерной для зданий такого типа, она включает нагрузку от собственного веса конструкций, перегородок, наружных стен, оборудования, полезную нагрузку, и очень часто именно эта цифра фигурирует при оценочном определении веса здания. Поэтому нагрузка на балку моделирующую полосу перекрытия шириной 2м принята: $q=2\text{т/м}^2 \times 2=4,0\text{т/м}$.

- Нагрузка от вышележащих конструкций моделируется вертикальными силами на среднюю стойку 600т и на крайние стойки – по 300т.

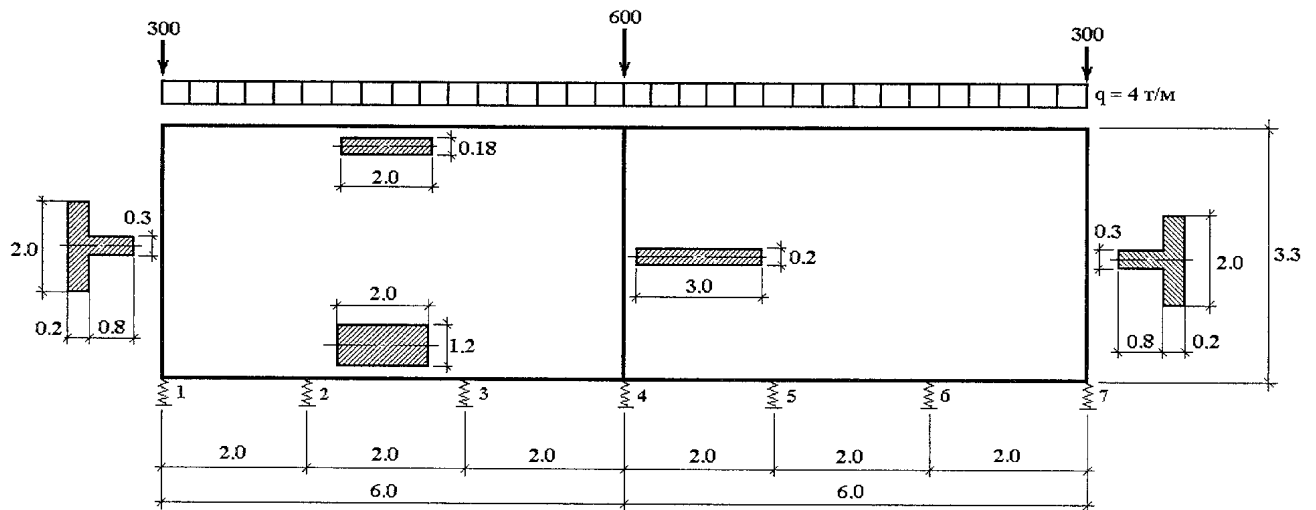


Рис.1.1

На рис. 1.2 а и 1.2. б приведены эпюры изгибающих моментов и нормальных сил в конструктивных элементах. На рис. 1.3 а и 1.3 б приведены эпюры тех же усилий, если бы перекрытия и фундаментная плита рассчитывались отдельно, т.е. перекрытия рассчитывалось на опорах, имеющих внизу жесткие защемления, а фундаментная плита рассматривалась без учета совместной работы с вышележащими конструкциями на нагрузки, соответствующие усилиям в вертикальных элементах, собранные по грузовым площадям.

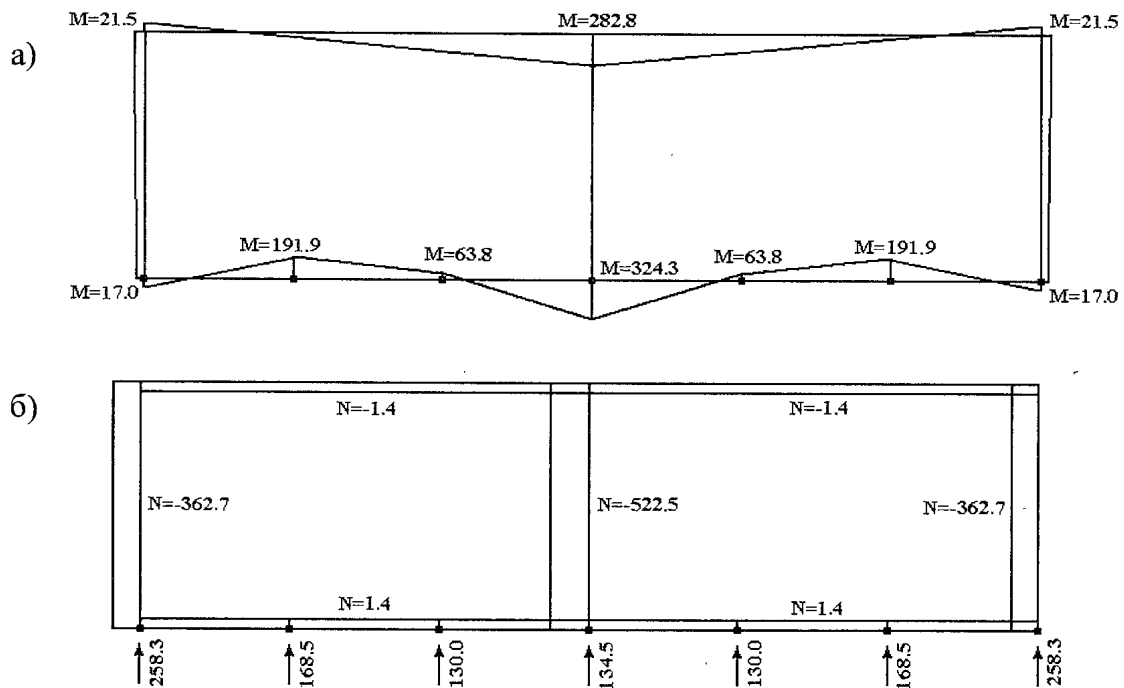


Рис.1.2

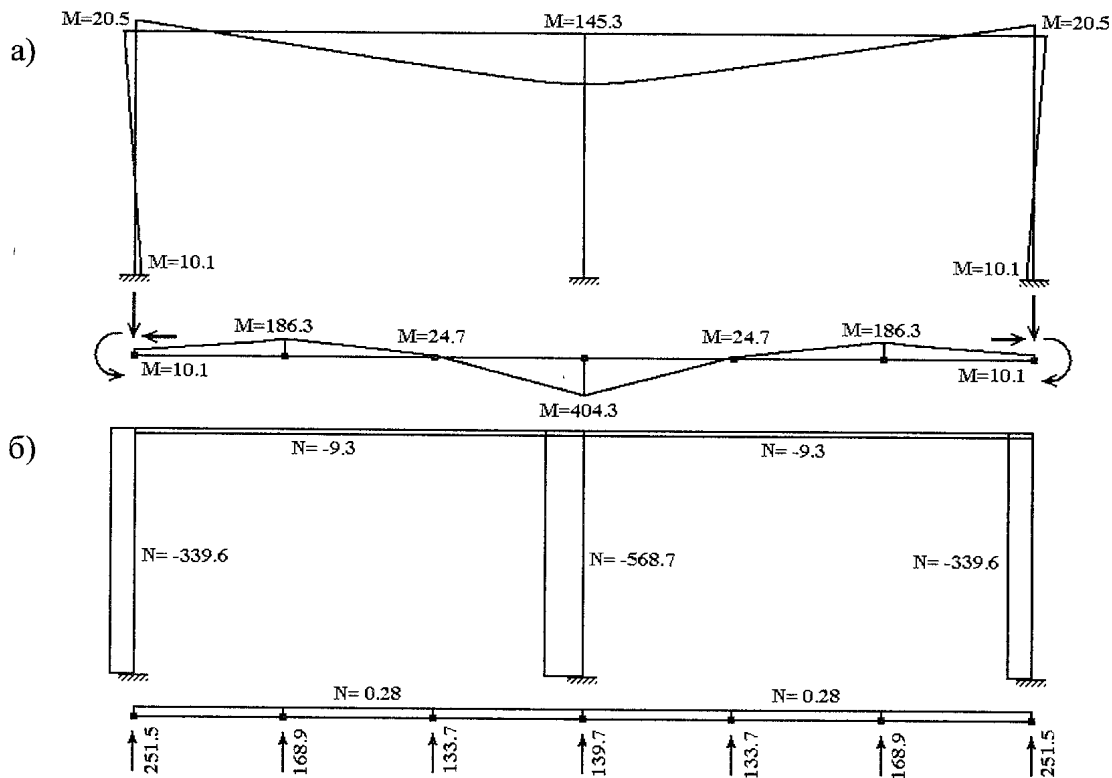


Рис.1.3

Сравнивая эти результаты можно отметить следующие эффекты, выявленные на основе учета совместной работы элементов каркаса.

Эффект 1: первая схема более жесткая, т.е. в отношении к свайному основанию больше приближается к жесткому штампу. Это приводит к определенной перегрузке крайних свай, имеющих большую жесткость. Этот эффект будет более подробно рассмотрен в разделе 5.

Эффект 2: изгибающие моменты в фундаментной плите в первой схеме ($M_4=324,3\text{тм}$) меньше, чем во второй ($M_4=404,3\text{тм}$), так как группа мембранных сжимающих усилий в вышележащих перекрытиях и растягивающих в фундаментной плите создает пару, уменьшающую изгибающие моменты в фундаментной плите (эффект пространственной фермы Веренделя). Сами по себе величины мембранных усилий незначительны (сжимающие усилия в полосе первого перекрытия всего $1,4\text{т}$) и мало влияют на напряженно-деформированное состояние плит, но большое плечо этих групп усилий (высоты этажей) делает весьма существенным разгрузочный эффект.

Эффект 3: схема работы крайних стоек по двум сравниваемым схемам отлична. Реальные расчеты высотных зданий показывают, что крайние колонны (пилоны) как правило, испытывают значительные изгибающие моменты, обусловленные необходимостью воспринять сдвиговые усилия, чтобы вовлечь в работу плиту вышележащего перекрытия и вообще их схема работы отличается от схемы представленной на рис. 1.3. Этот эффект (в рассмотренном примере проявлен не так четко) достаточно неприятен и в разделе 2 будут приведены некоторые рекомендации по его смягчению.

Эффект 4: нормальные усилия в средней колонне по первой схеме меньше, чем во второй. Этим объясняется, что осадка средней сваи больше, чем крайних, т.е. средняя колонна имеет менее жесткую опору, и она как бы зависает на крайних колоннах за счет работы на изгиб плит перекрытий. Интересно отметить, что влияние этого эффекта часто приводит в недоумение специалистов, определявших усилия в вертикальных элементах по грузовым площадям, а расчет совместно со свайным (грунтовым) основанием показывает значительные отличия.

Конечно, приведенный пример очень схематичен. Однако даже на таком схематичном примере можно убедиться, насколько важно учитывать совместную работу всех элементов каркаса и именно эту цель преследуют приведенные выше эффекты, которые исчерпывают далеко не все особенности вызванные учетом совместной работы. Многие из них, по мнению авторов наиболее важные, будут рассмотрены ниже.

Исследование работы всех элементов каркаса в рамках общей модели не очень технологична: во-первых, это технологически неудобно, во-вторых, для исследования отдельного элемента (плиты перекрытия, диафрагмы) необходима густая сетка, а это может привести к определенным затруднениям при решении уравнений с большим количеством неизвестных (время счета, плохая обусловленность матрицы). Для зданий высотой более 40 этажей это может быть несколько миллионов неизвестных. Поэтому здесь необходимо использовать приемы стратификации (несколько расчетных схем, каждая из которых моделирует то или иное свойство конструкции), фрагментации (общая схема рассчитывается с достаточно редкой сеткой, затем вырезаются фрагменты плиты перекрытий, диафрагмы, которые рассчитываются уже с достаточно густой сеткой на местную нагрузку, а отброшенные части конструкции заменяются соответствующими усилиями), приемы метода суперэлементов. Поэтому ниже будут исследованы особенности работы отдельных элементов каркаса, хотя все время будет иметься ввиду их совместная работа в общей схеме.

Раздел 2 Вертикальные элементы каркаса (колонны, пилоны, диафрагмы)

Вертикальные элементы каркаса, жестко связанные с плитами перекрытий и фундаментной стеной создают очень жесткую конструкцию. Вертикальные нагрузки могут значительно перераспределяться между вертикальными элементами (раздел 1, эффект 4), горизонтальные нагрузки обуславливают не только изгибающие моменты в вертикальных элементах, но и появление в них вертикальных усилий. В этом случае плиты перекрытий вовлекаются в работу на изгиб и сдвиг. Этот эффект продемонстрирован на рис. 2.1. Так же как и в разделе 1 условно «вырезана» двухметровая полоса многоэтажного здания, т.е. величина ветровой нагрузки, жесткости горизонтальных элементов, моделирующих работу плит перекрытий и другие параметры примерно соответствуют конструктивной схеме шириной 2м.

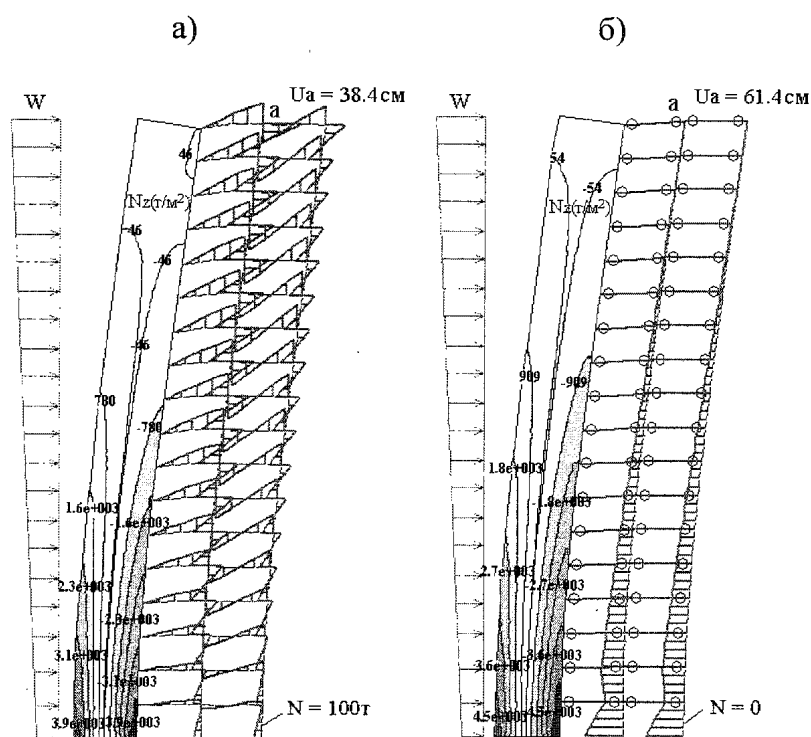


Рис.2.1

На рис. 2.1 а даны усилия в вертикальных элементах нижнего этажа и горизонтальное перемещение U_a точки a для схемы, в которой принята жесткая связь плит перекрытий и вертикальных элементов, на рис. 2.1 б приведены те же характеристики НДС для схемы, в которой принято, что перекрытия воспринимают только мембранную группу усилий, т.е. они только передают горизонтальные нагрузки на вертикальные элементы.

Как видно первая схема более жесткая, перемещения верха здания в 1,6 раза меньше, чем во второй схеме. Плиты перекрытий работают на сдвиг как своеобразные шпонки между вертикальными элементами, и

хотя их жесткость на сдвиг невелика, их большое количество обуславливает дополнительную жесткость конструкции за счет вовлечения в работу крайних колонн и диафрагм на нормальные усилия. На рис. 2.1 при анализе эпюр изгибающих моментов в колоннах можно наблюдать известный «рамно-связевый» эффект. Он вызван тем, что от горизонтальных нагрузок деформированная схема диафрагмы (рис. 2.2 а) и рамы (рис. 2.2 б) имеют разные формы, что обуславливает возникновение больших изгибающих моментов в колоннах на верхних этажах. Хотя в безригельных каркасах этот эффект смягчается отсутствием ярко выраженных рам, все же он может привести в случае его не учета к возникновению микротрещин в верхних колоннах, тем более, что нормальные силы в верхних этажах могут не обеспечить необходимое обжатие. Это может привести к

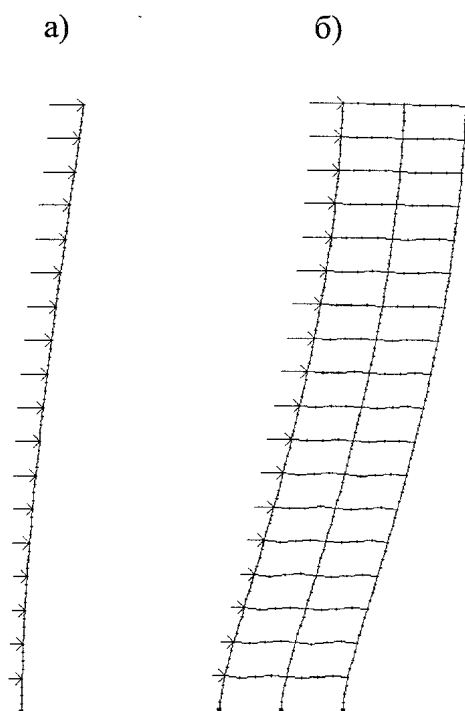


Рис. 2.2

увеличению деформативности каркаса, а также к ухудшению условий работы плит перекрытий, так как защемление плит в колонне будет частично нарушено, а это как будет показано в разделе 3 для плит достаточно существенно.

Другой эффект (эффект 3, раздел 1) может оказаться крайне неприятным для колонн расположенных в периферийных зонах здания. Чтобы снять большие моменты и сдвиговые усилия, возникающие в крайних колоннах можно рекомендовать конструировать крайние колонны в виде пилонов, располагая большую сторону пилона вдоль контура плиты перекрытия, т.е. уменьшая ее жесткость в плоскости действия сдвиговых усилий (рис. 2.3). При этом совместная работа фундаментной плиты и вышележащих перекрытий будет обеспечиваться за счет работы диафрагм, а для верхних колонн влияние «рамно-

связевого» эффекта будет смягчаться. Правда, в этом случае деформативность каркаса будет несколько завышена, однако, как правило, жесткость каркаса на горизонтальные нагрузки обеспечивается с большим запасом. При компьютерном моделировании диафрагм последние могут представляться как стержни или как пластинчатые элементы.

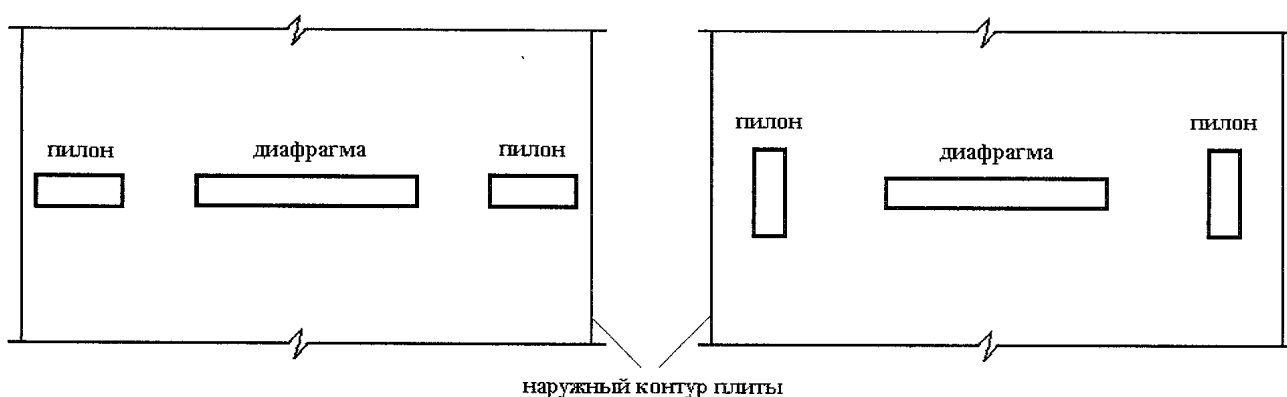


Рис.2.3

На рис. 2.4 представлены различные расчетные модели одноэтажной диафрагмы (пилона). Модель (рис. 2.4 а) часто применяется при автоматической триангуляции общей схемы здания с применением редкой сетки. Здесь не надо опасаться большой потери точности из-за крупной сетки, т.к. по высоте диафрагма имеет большое количество этажей и такое расчленение может оказаться достаточным. Если принимается решение в пользу более густой сетки то предпочтительней расчленение типа, показанного на рис. 2.4 б, вместо типа, показанного на рис. 2.4 г, которое лучше применять при подробном

исследовании диафрагмы. Иногда диафрагма может быть заменена стержнем (это решение наиболее предпочтительно для общей схемы здания, хотя и затруднительно в реализации), а учет ширины диафрагмы при стыковке ее с другими элементами реализуется жесткими вставками (рис. 2.4 в).

При автоматической триангуляции диафрагм или при «ручной» разбивке их на конечные элементы могут использоваться как оболочечные конечные элементы, так и элементы балки-стенки. Опыт показывает, что результаты расчета общей схемы здания на горизонтальные нагрузки в этих случаях практически одинаковые. Объяснение этого результата аналогично известным представлениям об аналогичности расчета ферм с жесткими или шарнирными узлами.

В случае если диафрагма имеет большое количество нерегулярно расположенных отверстий, можно рекомендовать использовать принцип фрагментации*, заключающийся в вычлениении из общей схемы поперечника и замены отброшенных частей конструкции действующими в местах отчленения усилиями. В дальнейшем в таком фрагменте уже может быть использована более густая сетка, определены места концентрации усилий и т.п.

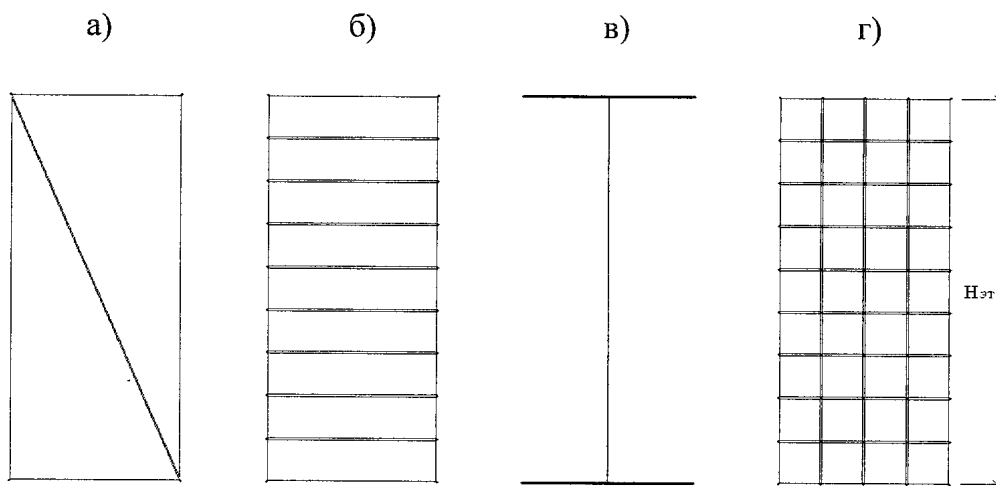


Рис.2.4

Еще одной особенностью вертикальных элементов современных каркасов, являются широко применяемые непрямоугольные формы сечений колонн (крестовых, уголковых, тавровых). Как правило, главные оси этих сечений не совпадают с глобальными осями, относительно которых ведется расчет. Влияние этого эффекта продемонстрировано на рис. 2.5. Здесь представлены результаты расчета П-образной рамы, у которой стойки имеют уголковое сечение. В связи с тем, что ни одна из главных осей сечений стоек не совпадает с плоскостью рамы, узлы последней имеют перемещения ортогональные плоскости рамы и действию нагрузки (рис. 2.5а). если узлы рамы закрепить из плоскости, то в наложенных связях появляются усилия (рис. 2.5.б). Этот эффект** обуславливает

* В программном комплексе МОНОМАХ эта операция выполняется автоматически.

** В программном комплексе ЛИРА реализована процедура (определения углов чистого вращения, определения усилий относительно главных осей с последующим определением усилий относительно заданных осей), учитывающая этот эффект автоматически.

появление ортогональных к направлению действия нагрузок усилий в элементах каркаса не только от закручивания (в случае если равнодействующая горизонтальных усилий не проходит через центр жесткостей), но и от наличия колонн с указанными выше сечениями.

Для подбора арматуры в таких сечениях в программных комплексах ЛИРА и МОНОМАХ разработаны универсальные алгоритмы, реализующие общие положения предельного равновесия и необходимые требования СНиП (ограничение высоты сжатой зоны, случайные эксцентриситеты и т.п.).

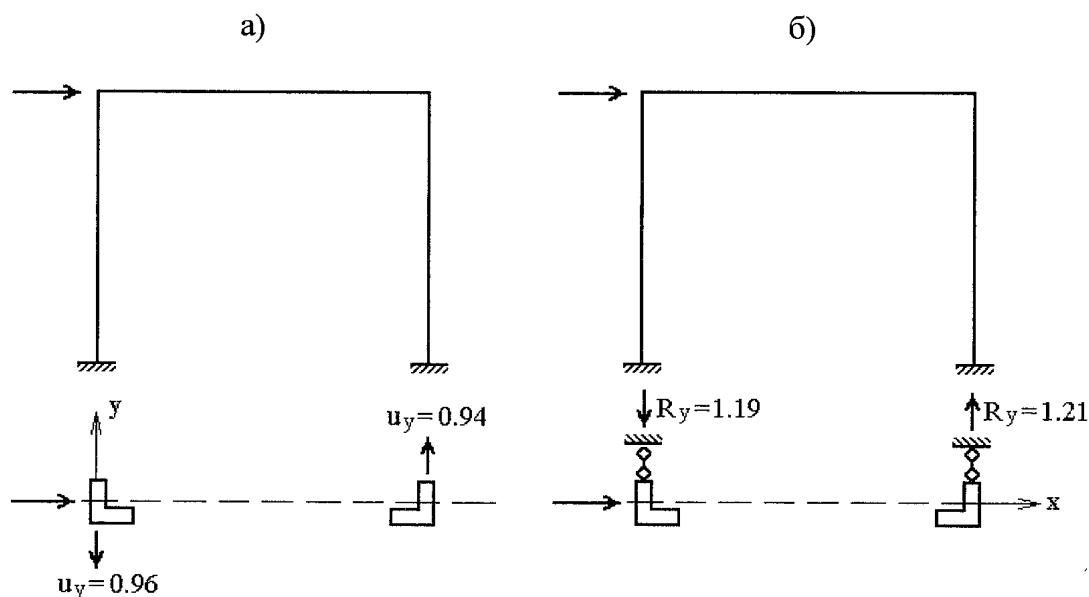


Рис.2.5

Как правило, армирование узлов сопряжения вертикальных элементов с плитами выполняется таким образом, чтобы обеспечить упругое защемление, т.е. по сути, обеспечить совместную работу всех элементов каркаса.

Это, как указывалось выше, уменьшает деформативность каркаса на горизонтальные воздействия, уменьшает пролетные моменты в плитах и, следовательно, их деформативность. Однако при этом и без того наиболее нагруженные узлы сопряжения вертикальных элементов с плитами (необходима установка арматуры для восприятия больших поперечных сил, необходима установка большой верхней арматуры) могут оказаться переармированными. Поэтому в случае, когда нормативная деформативность всего каркаса обеспечена только диафрагмами, а толщина плит достаточна, чтобы обеспечить прочность и деформативность перекрытия при шарнирном опирании на вертикальные элементы, эти узлы целесообразнее делать шарнирными, т.е. дополнительную арматуру, обеспечивающую упругое защемление не ставить.

При выборе вариантов расстановки диафрагм предпочтение следует отдавать большему количеству коротких диафрагм, т.к. в длинных диафрагмах (длина более 4м) могут образовываться усадочные вертикальные трещины [11].

Раздел 3 Безбалочные плиты перекрытий

Как уже указывалось, плиты перекрытий высотных зданий имеют ряд особенностей, которые значительно отличают их от ранее применявшихся сборных плит перекрытий на прямоугольных планах. К основным особенностям можно отнести: сложную конфигурацию в плане; нерегулярно расположенные опоры различного сечения – диафрагма, пилоны, крестовые, уголковые, тавровые колонны; нерегулярно расположенные отверстия; нерегулярные включения балочных ростверков; переменная толщина плиты, вызванная необходимостью усиления опорных зон плиты в районе колонн. Важным фактором являются возможные неравномерные осадки опор плиты, особенно для верхних этажей, обусловленные не так нагрузкой собственно на плиту рассматриваемого перекрытия, как неравномерными укорочениями вертикальных элементов в общей схеме здания.

На рис. 3.1 а показаны изополя прогибов плиты верхнего этажа полученной на основании расчета плиты в составе общей схемы здания, а на рис. 3.1 б – расчет той же плиты из условия, что опоры плиты не имеют вертикальных перемещений. В действительности такие разительные отличия результатов несколько сглаживаются, так как в результате возведения здания неравномерная осадка опор уже происходит от собственного веса (это 50-70% всей нагрузки) и к моменту замоноличивания верхних этажей эта осадка в значительной степени уже «выбрана». В течение эксплуатации этот эффект может усугубиться за счет деформаций ползучести, которые в наиболее нагруженных элементах (колонны и пилоны по сравнению с диафрагмами) будут протекать более интенсивно и плиты перекрытий будут «зависать» на диафрагмах.

Если специалисту не удастся отследить эти процессы на основе компьютерного моделирования процесса возведения здания, а затем эксплуатационных стадий, на которых отслеживаются деформации ползучести, он должен примерно оценить возможную действительную неравномерность осадки опор и на них произвести расчет плиты перекрытия. На основе опыта можно рекомендовать такой приближенный подход: определить перемещения опор из расчета общей схемы здания, а затем рассчитать плиту на местную нагрузку и на величины осадок, составляющих 15-20% осадки, определенных из рассмотрения общей схемы*.

Наличие многочисленных нерегулярных отверстий как правило не вызывает труднопреодолимых ситуаций для армирования плиты. По сути отверстия изменяют расчетную схему плиты, а плита максимально успешно использует все резервы несущей способности. На рис. 3.2 показаны изополя изгибающих моментов для сплошной плиты и плиты с отверстиями. Для чистоты эксперимента по контуру отверстия приложена полосовая равномерно распределенная нагрузка, компенсирующая изъятую нагрузку по площади плиты. Сравнивая НДС обеих плит можно констатировать, что отверстия, как и ожидалось, делают плиту несколько более податливой.

* Программные комплексы ЛИРА и МОНОМАХ предоставляют возможность компьютерного моделирования процесса возведения, эксплуатационной стадии, а также расчета плиты одновременно на местную нагрузку и неравномерную осадку опор.

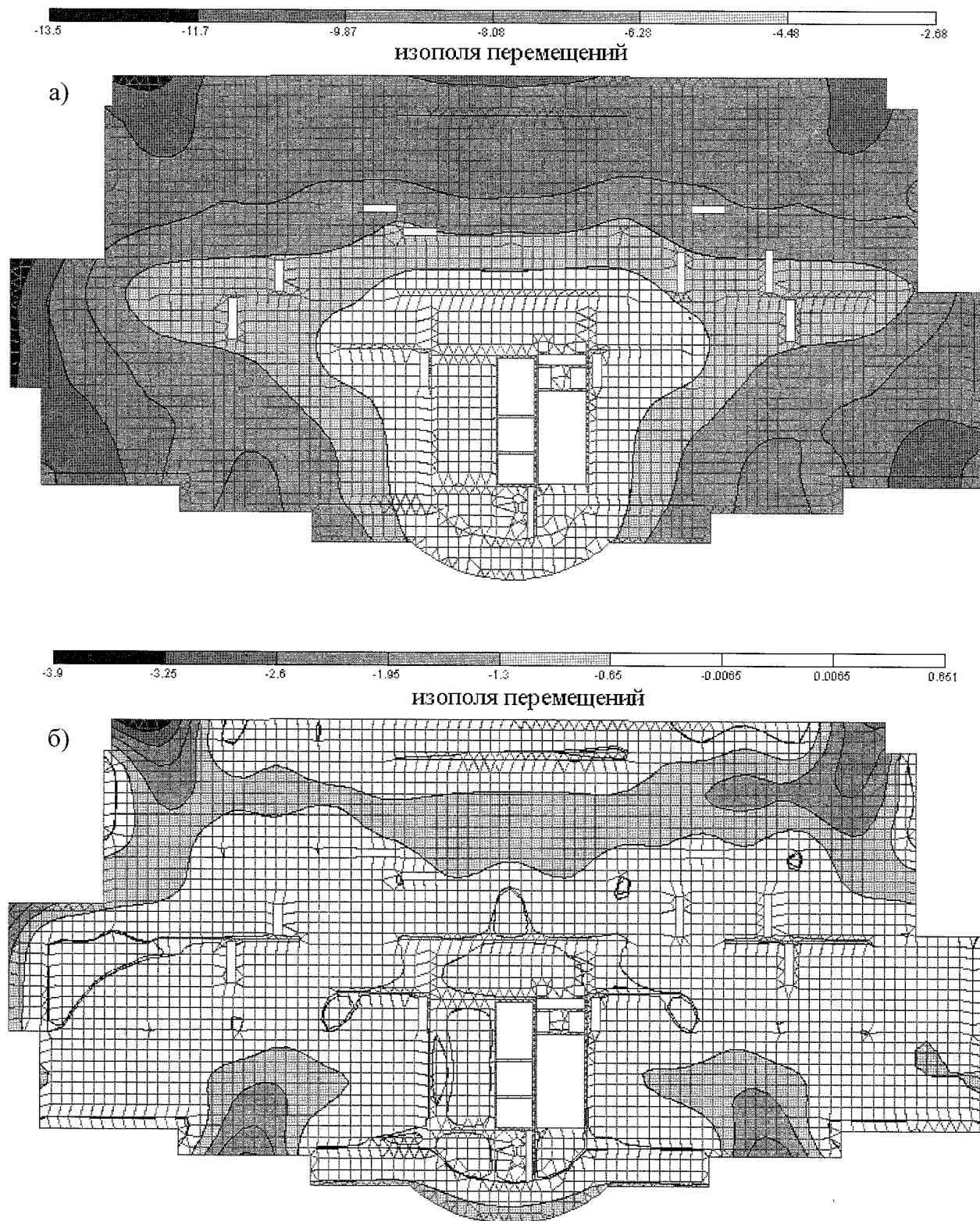
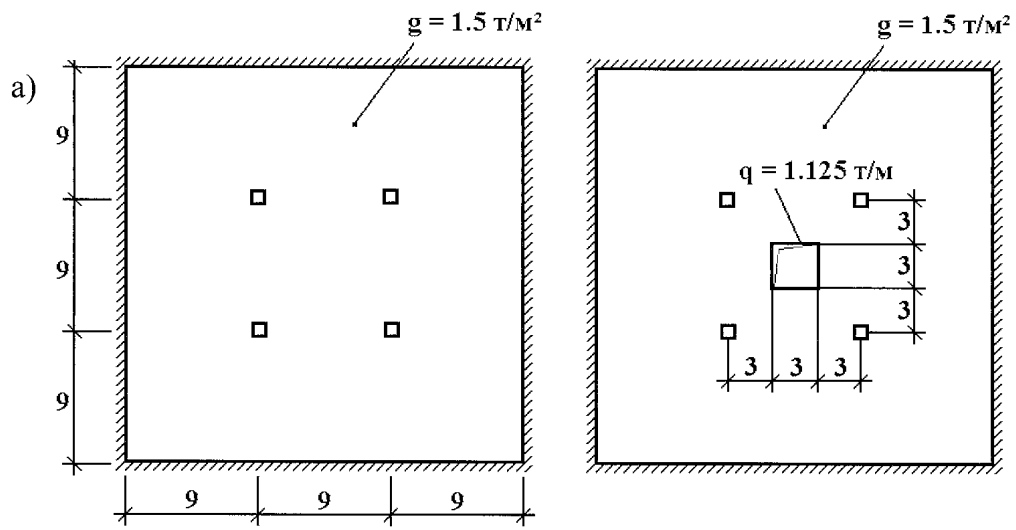
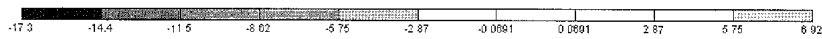
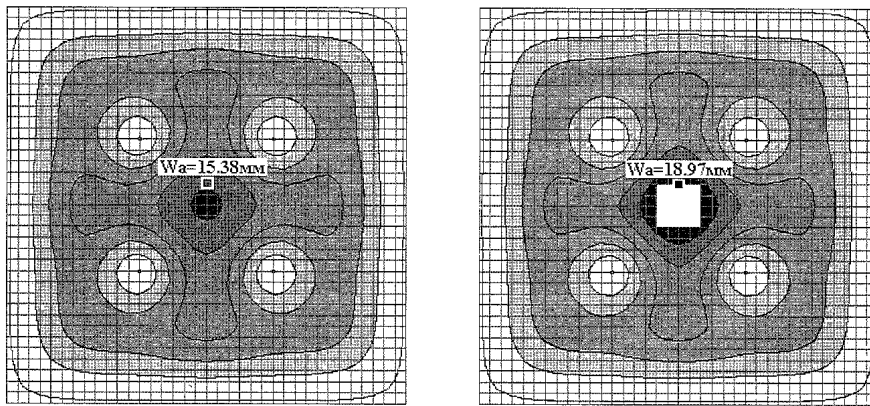


Рис.3.1



б) **изополя перемещений**



в) **изополя изгибающих моментов**

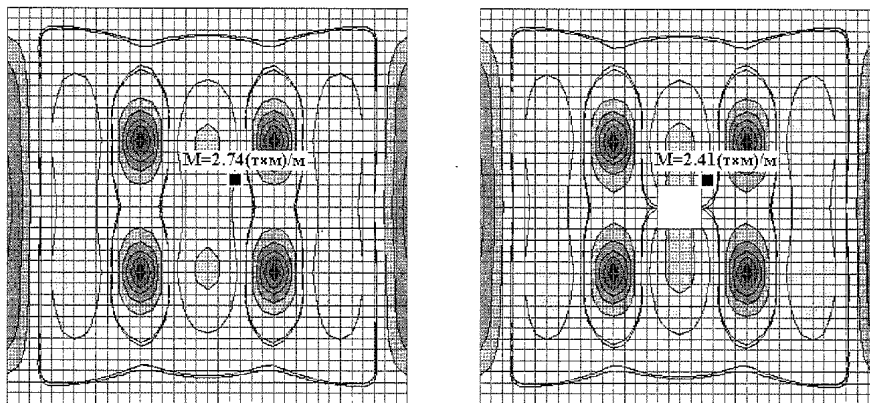


Рис. 3.2

Что же касается пролетных изгибающих моментов, то во второй схеме они значительно меньше (это может вызвать недоумение некоторых специалистов, хотя при осмыслении они убедятся в очевидности этой ситуации). Это явление объясняется следующим образом: произошло изменение схемы плиты – в случае с отверстиями работа плиты приблизилась к консольной схеме, об этом свидетельствует увеличение опорных моментов над колоннами в районе отверстия.

На основании такого маленького исследования можно сделать вывод: отверстия делают плиту более податливой; опорные моменты в районе отверстий несколько увеличиваются; в районе отверстий пролетные моменты уменьшаются и в этом случае арматура, окаймляющая отверстия должна носить только конструктивный характер и не обязательно компенсировать арматуру, изъятую в области отверстия.

Еще один вывод: плита с большим количеством опор различного типа имеет большое количество вариантов «приспособления» к нагрузкам и всегда выбирает наилучший. Поэтому введение различных конструктивных мер, с целью «заставить» плиту работать по известным схемам, не всегда целесообразно. Примером служит введение скрытых балок между опорами. Это можно объяснить стремлением хоть как-то заставить работать безбалочное перекрытие по известной специалисту балочной схеме. Вместе с тем, арматуру идущую на создание скрытых балок лучше использовать в местах наибольших моментов: над опорами или в серединах пролетов (рис. 3.3).

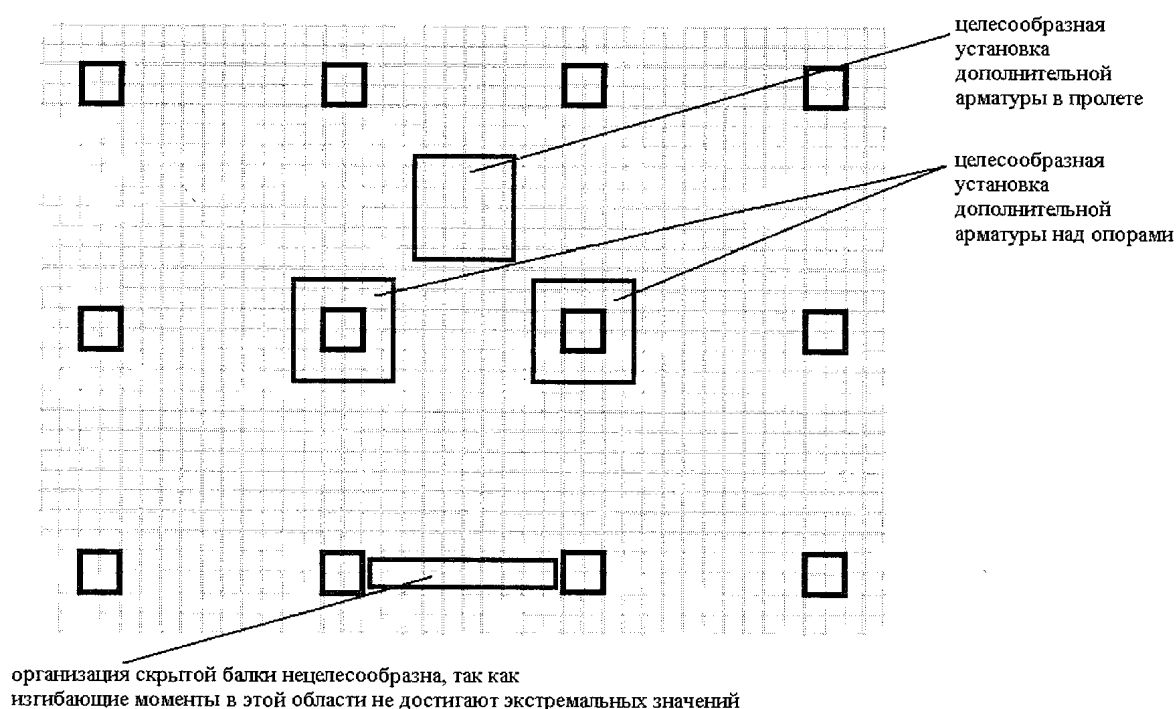


Рис.3.3

Наиболее напряженными местами безбалочных перекрытий являются надопорные зоны колонн и пилонов. Здесь происходит концентрация, как изгибающих моментов, так и

перерезывающих сил. Поэтому очень важно правильно оценить напряженно-деформированное состояние этой зоны с тем, чтобы с одной стороны обеспечить необходимую прочность, с другой стороны не допустить излишних запасов, так как неоправданное переармирование этой зоны приведет к трудностям ее бетонирования, плохим сцеплением арматуры с бетоном, а, следовательно, к ослаблению этой зоны.

При расчете и конструировании этих зон можно прибегнуть к следующим рекомендациям.

Изгибающие моменты и поперечные силы определять по грани опор (рис. 3.4). Для этого можно прибегнуть к достаточно густой конечно-элементной сетке, так что бы размеры конечных элементов были соизмеримы с размерами сечения колонн. В этом случае сечения колонн можно «вписать» в конечно-элементную сетку. Существует мнение, что если размеры конечного элемента тонкой плиты соизмеримы с ее толщиной, то необходимо использовать конечные элементы толстой плиты. Это мнение неправильно, так как различные физические соотношения для толстой и тонкой плиты определяются в зависимости от соотношений толщины плиты к пролету, а конечно-элементная сетка здесь не играет никакой роли.

Часто, особенно при автоматической триангуляции, в опорных зонах образуются вырожденные конечные элементы (треугольные и четырехугольные элементы с большим

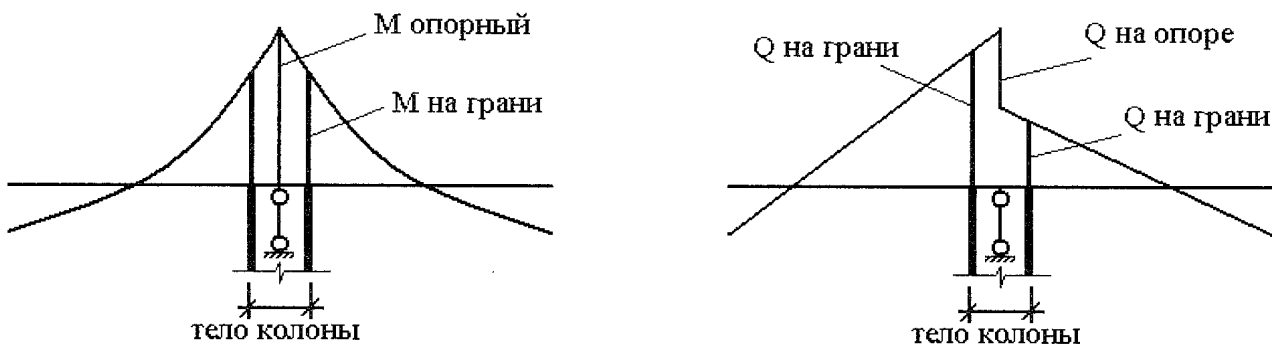


Рис.3.4

разбросом размеров сторон). Определенные в них моменты и перерезывающие силы могут иметь значительные выбросы, которые, как правило, не могут быть ориентиром для определения напряженно-деформированного состояния. Особенно это касается перерезывающих сил, точность определения которых в методе конечных элементов в перемещениях значительно ниже точности определения изгибающих моментов. Разрешающей функцией метода конечных элементов является функция перемещений. Изгибающие моменты определяются как вторые производные от перемещений, а перерезывающие силы – как третьи производные. Конечно, каждая последующая производная ухудшает точность определения параметра. Кстати, это является одним из наиболее существенных недостатков метода конечных элементов в перемещениях, который в настоящее время провоцирует пока безуспешные попытки ученых в поисках альтернативных численных методов. В этом случае специалисту лучше ориентироваться на изополя усилий и арматуры, которые сглаживают эти выбросы.

Наиболее рациональным и целесообразным методом армирования плиты на поперечные силы является расчет плиты на продавливание. Поскольку концентрация перерезывающих сил происходит в зонах опор, то если будет обеспечена прочность плиты на продавливание (т.е. произведен расчет на поперечные силы в этих зонах), то поперечное армирование по остальной области плиты будет конструктивным. В основе расчета на продавливание* лежит формула

$$N_{действ} < N_{прод} = \Pi \times R_{бт} \times h \quad (3.1)$$

где $N_{действ}$ – реакция в колонне от примыкающей плиты;

$N_{прод}$ – усилие, которое может воспринять примыкающая плита без армирования;

Π – контур продавливания (рис. 3.5);

h – толщина плиты;

$R_{бт}$ – прочность бетона на растяжение.

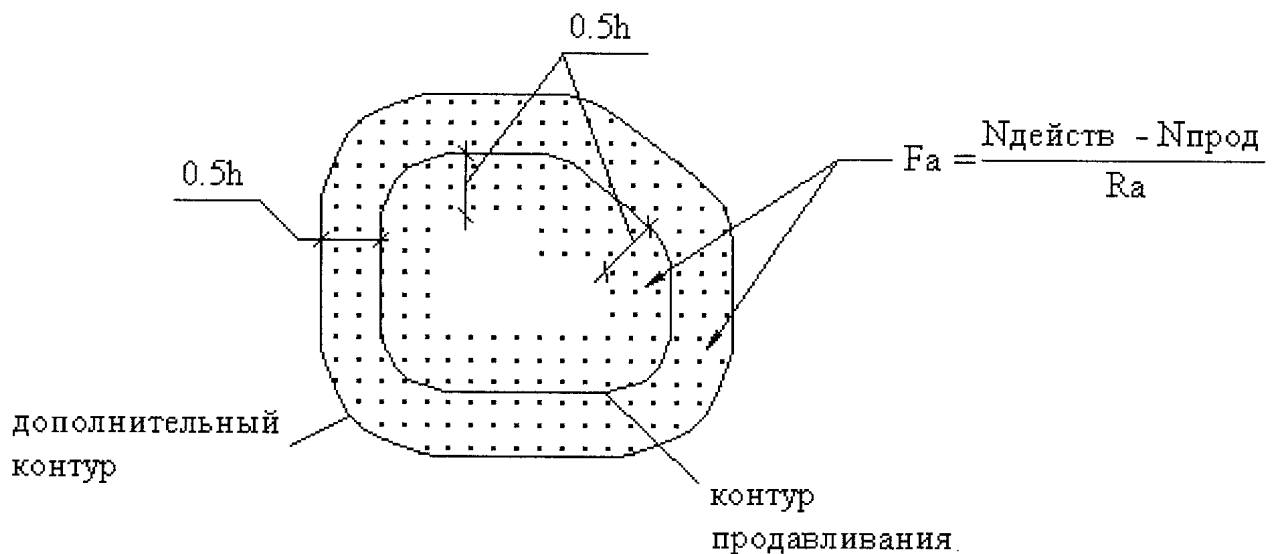


Рис.3.5

* В ПК МОНОМАХ организован автоматический расчет плит на продавливание: автоматически определяется контур продавливания для различных сечений колонн с учетом близлежащих отверстий и контура плиты, определяется необходимость армирования опорной зоны, выдаются соответствующие рекомендации.

Если $N_{действ} < N_{прод}$ то армирование не требуется, если $N_{действ} > 2N_{прод}$, то необходимо увеличить толщину плиты или класс бетона, в других случаях необходима установка поперечной арматуры в зоне опирания (рис. 3.5)*.

На рис. 3.6 даны различные варианты поперечного армирования зоны опирания. Как правило, поперечная арматура организуется в небольшие каркасики. Практически во всех методических рекомендациях приводится схема установки (рис. 3.6 а). Такая схема, безусловно, навеяна «балочным» мышлением и ее нельзя признать удачной, так как поперечная арматура должна быть равномерно распределена по зоне продавливания, а в этом случае угловые зоны, играющие значительную роль в сопротивлении продавливанию, остаются не заармированными. Установка каркасов, показанная на рис. 3.6 б безусловно более целесообразна.

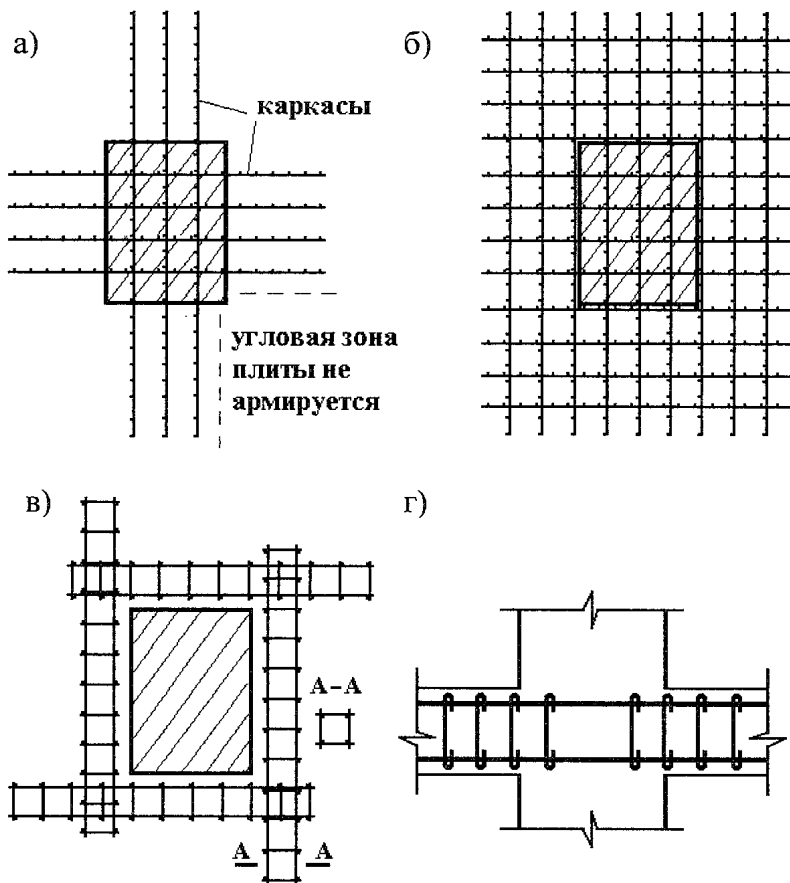


Рис.3.6

Интересен прием (рис. 3.6 в) часто применяемый в странах Западной Европы. Здесь армирование зоны продавливания производится пространственными каркасами, охватывающими зоны продавливания. Безусловно, наиболее простым и целесообразным является универсальный способ (рис. 3.6 г), когда поперечная арматура устанавливается в виде шпилек, которые привязываются к уже имеющейся продольной арматуре. В этом случае поперечную арматуру устанавливают в строго нужных местах и в нужном количестве, кроме того, отсутствуют продольные стержни каркасов, которые затрудняют бетонирование зоны продавливания. В случае, если армирование не обеспечивает

прочность на продавливание ($N_{действ} > 2N_{прод}$), то помимо увеличения толщины плиты или класса бетона можно рекомендовать местное утолщение плиты (капитель, которая располагается сверху, чтобы обеспечить гладкий потолок – требование свободной

* В новом СНиП 52-01-03 «Бетонные и железобетонные конструкции», вводимом в РФ в настоящее время, установлены более сложные зависимости, чем (3.1), учитывающие перекосы, вызванные опорными изгибающими моментами. Вместе с тем проверка по формуле (3.1) до сих пор не была опровергнута практикой.

планировки) или организовать скрытую капитель, увеличивающую периметр продавливания. Возможный вариант скрытой капители приведен на рис. 3.7.

Как правило, при расчете плиты принимается шарнирное опирание плиты на вертикальные элементы (это конструктивное решение кратко анализировалось в предыдущем разделе), такое решение наиболее эффективно с точки зрения расхода арматуры, т.к. снятие связей уменьшает концентрацию усилий в наиболее напряженных опорных узлах. Конструктивно такое решение обеспечивается отсутствием соответствующего армирования с соответствующей анкерровкой, которая должна быть поставлена при организации упругого защемления. Если нормативная деформативность плиты не обеспечена, то необходимо организовывать жесткую связь плиты с колоннами. На рис. 3.8 показаны перемещения и моменты в плите при шарнирном опирании и при организации конструкции жесткой связи плиты с колоннами. Тело колонны в том и другом случае учтено при помощи введения абсолютно жесткого тела (см. раздел 7). Как видим, наличие упругого защемления плиты в колоннах улучшает деформативность плиты, но за это приходится платить дорогую цену: армирование колонн и надопорных зон плиты значительно увеличивается. Приведенный пример указывает еще на одну особенность конструкций высотных зданий: плиты верхних этажей высотного здания могут оказаться более деформативными, чем плиты нижних этажей (при одинаковой расстановке вертикальных элементов) так как на верхних этажах вертикальные элементы могут иметь меньшие размеры и меньшее армирование, а следовательно и влияние жесткой связи на деформативность плиты будет сказываться в меньшей степени.

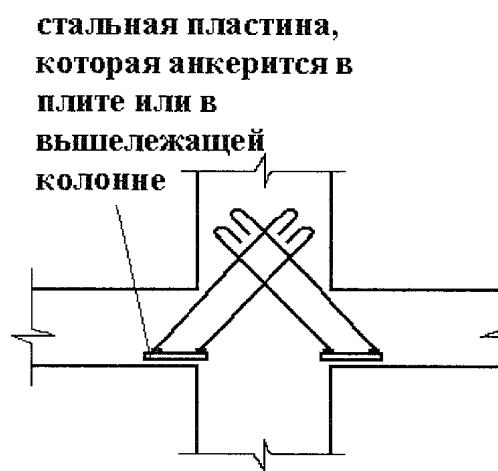


Рис. 3.7

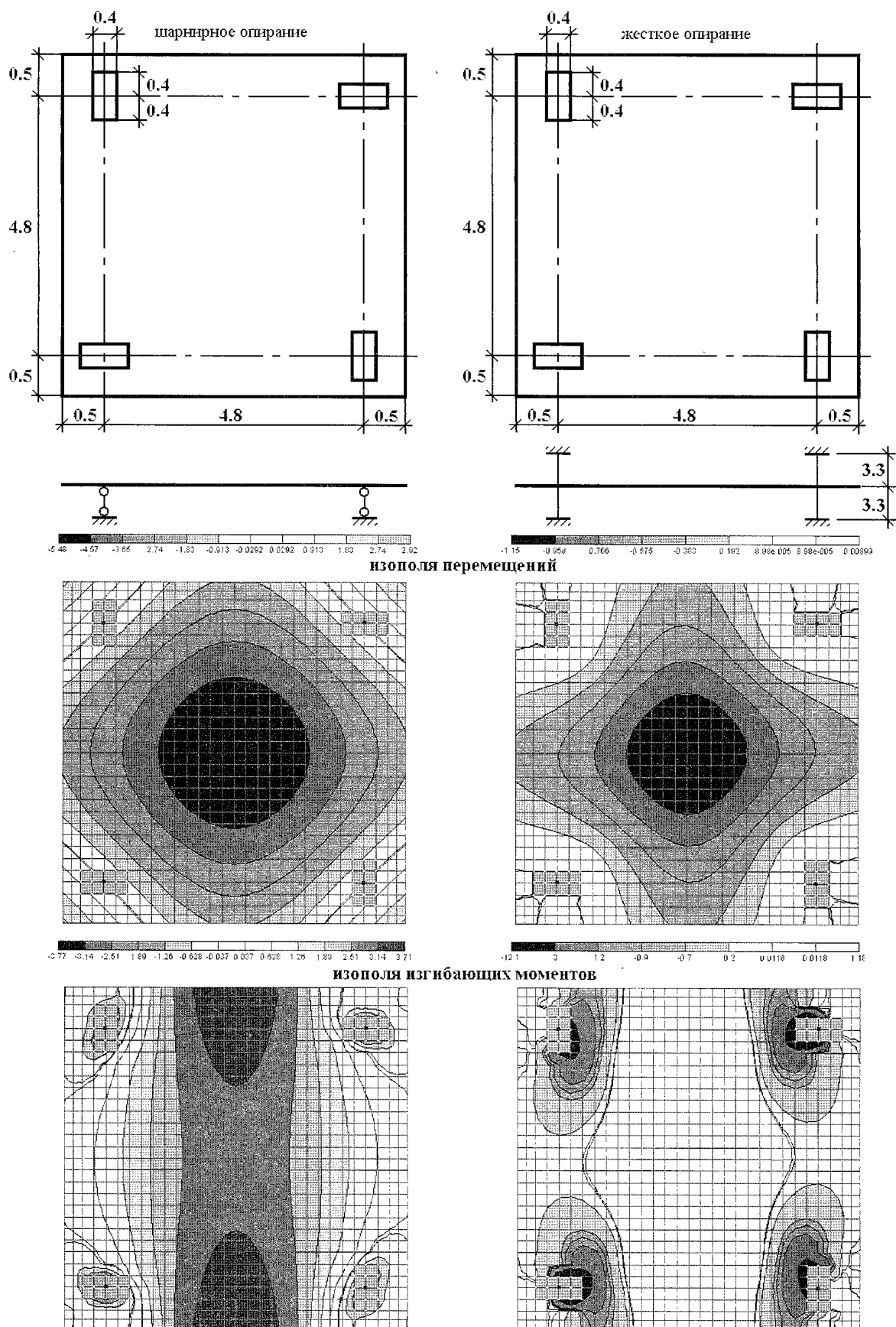


Рис.3.8

Продольное армирование плит перекрытий, как правило, производится отдельными стержнями, которые связываются на месте установки в сетки. Наиболее распространенные принципы армирования: устанавливаются основное армирование по верху и по низу плиты. Как правило, это стержни диаметром 10-16мм, с шагом в обоих направлениях 200мм. При необходимости устанавливается дополнительное верхнее армирование над опорами и нижнее армирование в пролетах*.

* В ПК МОНОМАХ этот принцип армирования автоматизирован. При задании основного армирования размеры зон дополнительного армирования и его величины формируются автоматически.

Раздел 4 Плиты перекрытий, усиленные балками

Усиление плит балками достаточно часто встречается в современном домостроении, хотя это и противоречит требованиям свободной планировки (потолки должны быть гладкими). Поэтому балки стремятся расположить в створе перегородок, наружных стен. В любом случае расположение балок, как правило, нерегулярное, нет четко выраженной системы главных и второстепенных балок, балки могут иметь небольшую высоту и здесь часто нагрузки передаются на опоры за счет работы собственно плиты, а балки играют несамостоятельную роль.

В этом случае опыт расчета и проектирования ребристых перекрытий (эти примеры имеются в каждом учебнике по железобетонным конструкциям, где рекомендуется собирать нагрузку с плиты на второстепенные балки, считая опирание плиты на них жестким, затем рассчитать второстепенные балки, считая их опирания на главные балки жестким и т.д.) малопригоден и может иметь разве что антикварную ценность.

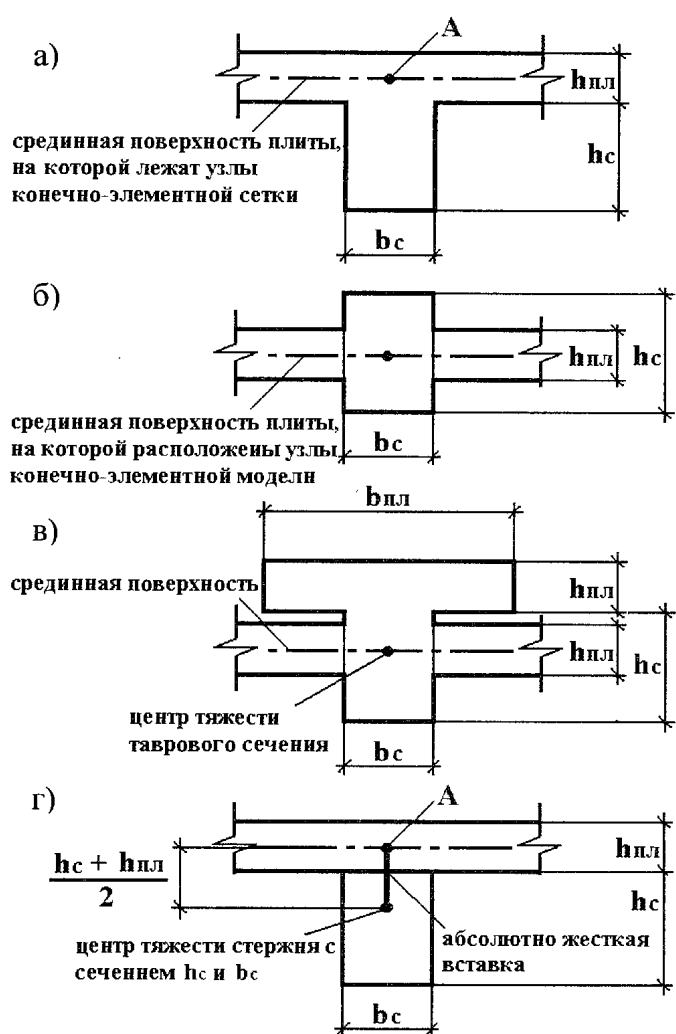


Рис.4.1

С другой стороны, с точки зрения метода конечных элементов как будто бы не должно быть никаких проблем: вводится конечно-элементная сетка плиты с базовыми точками на линиях балок, нагрузка прикладывается по верху плиты и т.д. Но здесь возникает много проблем связанных со стыковкой в конечно-элементной модели элементов различной мерности (подробно об этом в разделе 7). Главная проблема здесь – как назначить жесткость балки.

Если в конечно-элементную модель плиты, узлы сетки которой лежат на срединной поверхности, ввести стержни сечением $h_c \times b_c$, то будет рассчитана система с взаимным расположением плиты и балки, представленным на рис. 4.1 б. Конечно, такая модель не выдерживает никакой критики. Можно ввести тавровое сечение балки. Взаимное расположение плиты и балки в этом случае представлено на рис. 4.1 в. Но здесь возникает вопрос о том, как назначить ширину полки. Разные методические материалы дают различные рекомендации – от 6 до 15 толщин плиты. Кроме того, по этой схеме работа плиты учитывается дважды. Правда это

вполне допустимо, так как конечные элементы плиты моделируют изгибную группу усилий, а часть плиты в составе полки балки моделирует мембранную группу усилий.

Достаточно адекватной является модель, предложенная в [1], где взаимодействие плиты и балки представлено на рис. 4.1 г.

В этом случае стержни сечением $h_c \times b_c$, подвешиваются при помощи абсолютно жестких вставок к узлам конечно-элементной модели плиты, лежащими в ее срединной поверхности. Здесь (в отличие от моделей рис. 4.1 б и рис. 4.1 в, где в конечных элементах плиты и стержней возникает только изгибная группа усилий, а каждый узел конечно-элементной схемы имеет три степени свободы – вертикальное перемещение и два угла поворота) каждый узел конечно-элементной схемы имеет пять степеней свободы – три линейных перемещения и два угла поворота, а конечные элементы плиты испытывают кроме изгибной также мембранную группу усилий*, а в стержневом элементе, кроме изгибающего момента (M_c) и поперечной силы, возникает еще и нормальная сила (N_c).

Хотя последняя модель и наиболее полно отображает действительную работу конструкции, и снимают вопрос о назначении ширины полки в тавровой балке, вместе с тем возникают трудности на последних этапах проектирования балки. Конечно можно просто рассчитать сечение стержня $h_c \times b_c$, на полученные в нем усилия M_c и N_c . Однако как правило значение N_c велико и он будет законструирован как внецентренно растянутый элемент и подобранная арматура в нем будет распределена по всему периметру, в то время как по правилам конструирования балочных ростверков арматура должна быть расположена у нижней и верхней грани. Таким образом, для конструирования желательнее рассматривать тавровое сечение балки, подверженное изгибу, однако неясно какой изгибающий момент действует на балку и неясно какое сечение балки надо рассчитывать.

В этом случае можно рассматривать следующий инженерный подход, основанный на гипотезе о том, что равнодействующая мембранных сил плиты, уравнивающая нормальную силу в подвешенном стержне (N_c), приложена в центре плиты (точка А рис. 4.2 а). Тогда можно считать, что изгибающий момент, действующий на балку таврового сечения равен $M_b = M_c + N_c \times 0.5(h_c + h_n)$. Остается только определить ширину полки тавровой балки. Здесь можно с некоторой натяжкой использовать выше принятую гипотезу: если центр тяжести мембранных сил приложен в центре плитной части (точка А), то полка должна быть равномерно сжата. Так как арматура будем рассчитываться в рамках предположений о предельном состоянии сечения, то напряжение в полке будет R_b . Поэтому ширина полки $b_n = N_c / (h_n \times R_b)$.

* Хотя эти элементы и плоские, но они моделируют как изгибную, так и мембранную группу усилий, т.е. набор усилий характерный для оболочек.

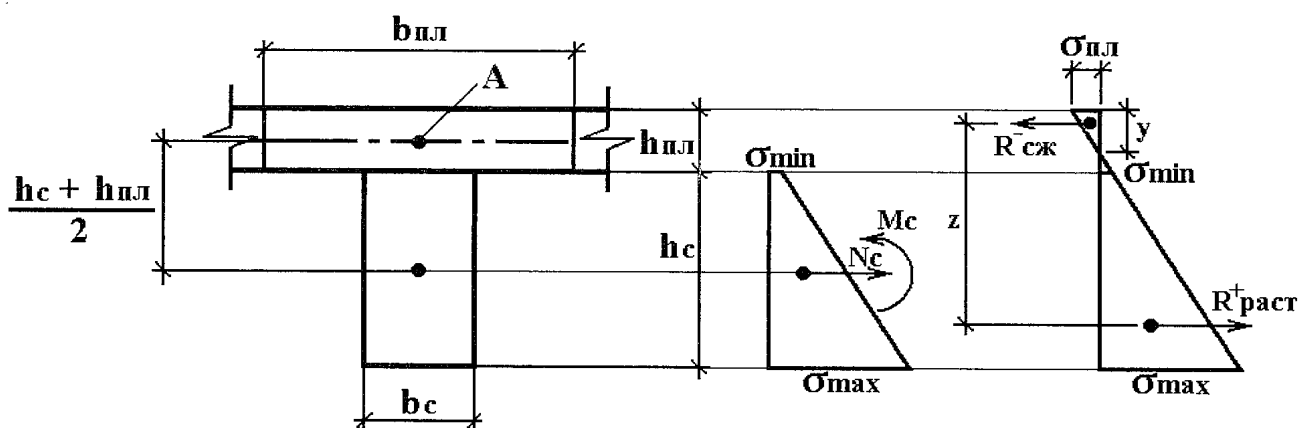


Рис.4.2

Поперечная сила в балке определяется как первая производная (при численных расчетах используется конечноразностный подход) от моментов $M_b(x)$. Так как эпюры M_c и N_c в стержне имеют ступенчатый вид (рис. 4.5 г), т.е. в каждом сечении имеется два значения момента и нормальной силы, то их следует либо усреднить, либо брать их значения в серединах отрезков. Конечно, предположения о том, что напряжения в полке для определения M_b приняты постоянными, а при определении b_n равны R_b , в ряде случаев могут оказаться недостаточно удачными, поэтому ниже приводится несколько другой подход основанный на гипотезе плоских сечений (рис. 4.2 б). Деформация сечения определяется на основе эпюры напряжений в сечении стержня:

$$\sigma_{\max} = +N_c/F_c + M_c/W_c; \quad \sigma_{\min} = +N_c/F_c - M_c/W_c; \quad F_c = h_c \times b_c; \quad W_c = b_c \cdot h_c^2/6.$$

Далее наклон сечения продлевается в область плиты и из геометрических соотношений определяется $\sigma_n, y, z, R_{сж} = R_{раст}$.

После этого определение M_b и b_n представляется делом техники:

$$M_b = R_{раст} \times z \quad b_n = R_{сж}/(0,5 \sigma_n \times y)$$

Для иллюстрации вышеприведенных рассуждений приведем численный пример (рис. 4.3). Рассчитывается плита пролетом 6м, шарнирно опертая по двум сторонам (длиной 5м). В середине плита подперта балкой 40х30см. Нагрузка на плиту $1,5 \text{ т/м}^2$. На рис. 4.4 приведены результаты расчета этой плиты по схеме, аналогичной схеме на рис. 4.1 в, т.е. конечно-элементная модель представляет собой набор плитных элементов совместно с изгибным стержнем таврового сечения, имеющим ширину полки 1,5м, т.е. свесы приняты по $3 \times \delta = 0,6 \text{ м}$.

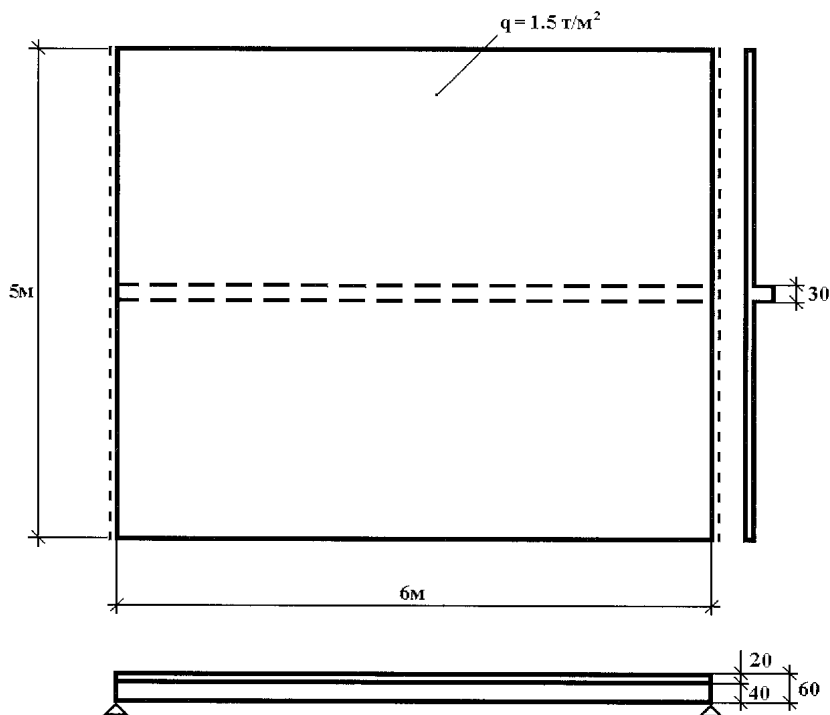


Рис. 4.3

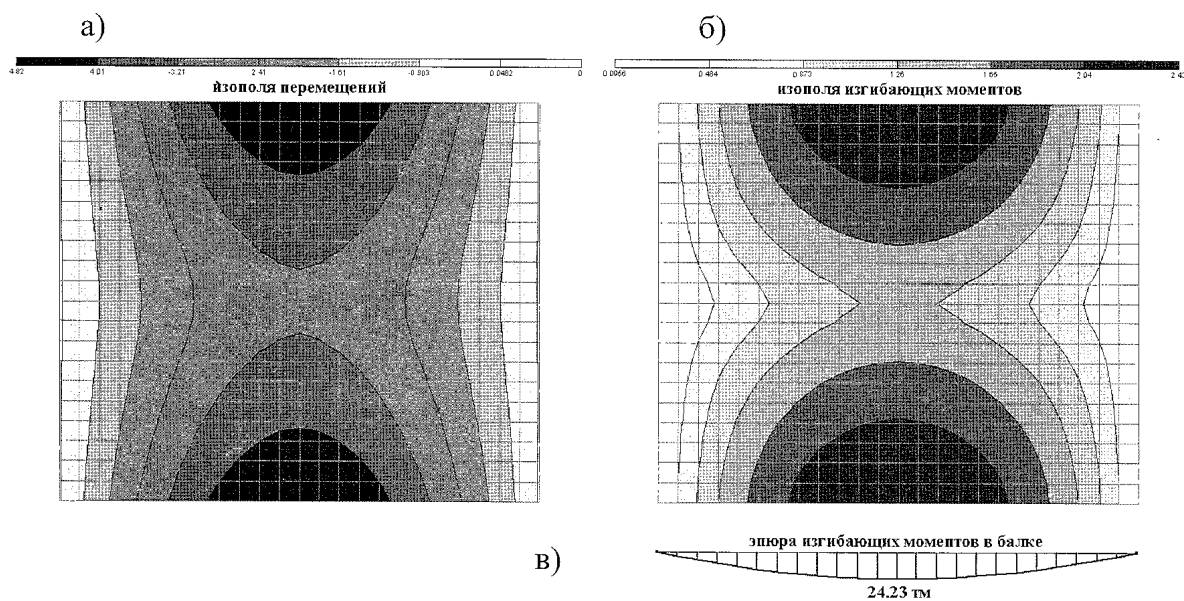


Рис. 4.4

На рис. 4.4 а приведены изополя перемещений, на рис. 4.4 б – изополя M_x и на рис. 4.4 в – эпюры моментов в балке таврового сечения. На рис. 4.5 приведены результаты расчета по схеме аналогичной рис. 4.1 г. Здесь плита моделируется конечными элементами оболочечного типа, а стержневой элемент размерами 40×30 см подвешивается к узлам расчетной схемы на абсолютно жестких вставках длиной $0.5 \times (40 \times 20) = 30$ см.

На рис. 4.5 а приведены изополя перемещений, на рис. 4.5 б – изополя M_x в плите, на рис. 4.5 в – изополя N_x в плите, на рис. 4.5 г – эпюры моментов в стержневом элементе, а на рис. 4.5 д – эпюры нормальных сил в стержневом элементе.

Сравнивая результаты обоих расчетов, видим, что они примерно одинаковые, практически совпадают перемещения, моменты в плите и моменты в балке. Момент в балке по первой схеме в середине пролета равен $24,23 \text{ тм}$, а в гипотетической второй балке $M = 3,77 + 68,58 \times 0,3 = 24,34 \text{ тм}$, где:

3,77 и 68,58 – момент и нормальная сила в подвешенных стержнях,
0,3 – величина абсолютно жесткой вставки.

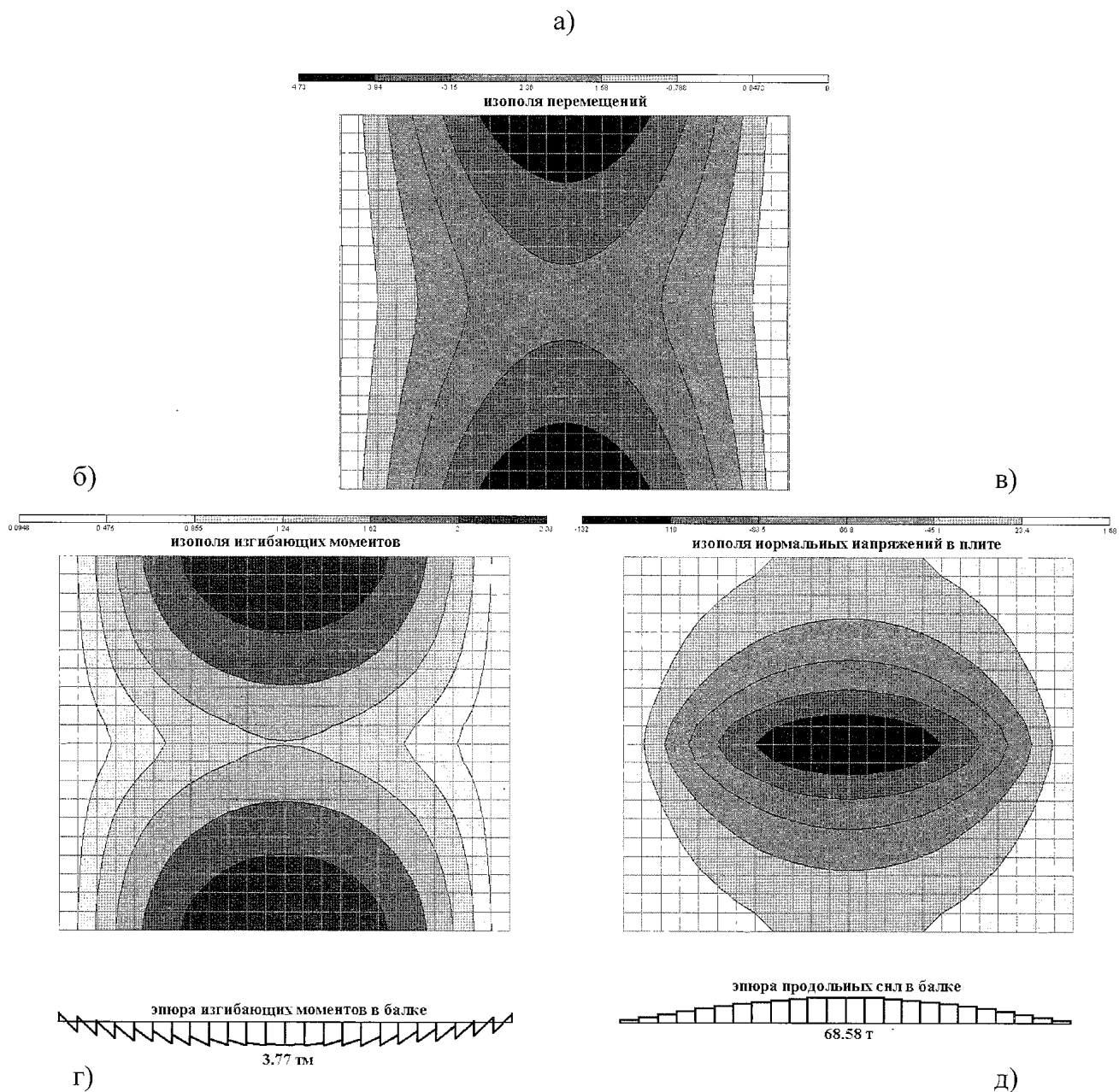


Рис. 4.5

Таким образом, подход с непосредственным введением в расчет тавровых балок (рис. 4.1 в, рис. 4.4) более легок в реализации и удобен для последующего конструирования балок. Опасения, что в этом случае плита учитывается дважды, не имеют особых оснований, так как здесь просто отдельно учитывается мембранная и изгибная группы возникающих в плите усилий. Конечно, возникает вопрос о том, какую ширину полки тавровой балки принять. методика представленная на рис. 4.2 очень громоздка и требует предварительного расчета по уточненной конечно-элементной схеме – рис. 4.1 г. В приведенном численном примере свесы полок были приняты $3h_n$ (т.е. вся ширина полки составляет $3 \times 0,2 + 0,3 + 3 \times 0,2 = 1,5 м$) и это оказалось удачным. Можно рекомендовать размеры свесов $2h_n - 4h_n$, хотя эта рекомендация очень приблизительна, и в каждом отдельном случае специалист сам должен принять решение.

Раздел 5 Фундаментные плиты

Очень часто основание фундаментной плиты имеет ярко выраженную неравномерную жесткость, обусловленную наличием карстов, неравномерными свойствами грунтов, повышенной жесткостью грунта и свай в периферийных зонах плиты и другими факторами, существенно влияющими на напряженно–деформированное состояние фундаментной плиты и вышележащих конструкций здания. Но главной особенностью ее работы является возможность обеспечения совместной работы со всеми вышележащими несущими элементами каркаса, а также со свайным или грунтовым основанием. Правильное использование этой возможности позволяет значительно улучшить ее прочностные свойства с одновременным уменьшением материалоемкости.

Для фундаментной плиты это, прежде всего, сказывается на повышении ее жесткости за счет вовлечения в работу вышележащих перекрытий, т.е. фундаментная плита совместно с вышележащими перекрытиями и вертикальными элементами, работающими на сдвиг, образует как бы пространственную ферму Веренделя.

Этот эффект продемонстрирован на нижеследующем текстовом примере.

На рис. 5.1а приведена расчетная схема тестовой конструкции. Она максимально приближена к характерным жесткостям и нагрузкам примерно 25 этажного здания. Условно вырезана двухметровая полоса, так как шаг свай 2 м является достаточно характерным. Несущая способность свай принята 200 т, а податливость свай различная. Свая 1 и 7 имеет осадки при 200 т – 1 см, сваи 2 и 6 – 1,5 см, сваи 3, 4, 5 – 2 см. Это отражает известное предположение, что сваи на периферийных зонах имеют повышенную жесткость. В [2] указывается, что жесткость свай на периферийных зонах плиты может до двух раз превысить жесткость свай, находящихся в центральных зонах плиты. Сечение полосы, моделирующей работу фундаментной плиты, принята 1,5х2,0 м (т.е. моделируется фундаментная плита толщиной 1,5 м), сечение полосы моделирующей перекрытие первого этажа принято 1,0х2,0 м (как правило толщина безбалочных перекрытий лежит в пределах 18-20 см, здесь толщина перекрытия принята 1 м с тем, чтобы приближенно смоделировать вовлечение в работу всего набора вышележащих перекрытий, на самом деле жесткость этого набора значительно выше принятой), сечение крайних пилонов 0,3х1,5 м, сечение среднего пилона 0,3х2,0 м.

На рис. 5.1б приведена эпюра моментов величин нормальных усилий в элементах схемы, на рис. 5.1в моменты в полосе фундаментной плиты и усилия в сваях, в случае если нагрузка от пилонов прикладывалась непосредственно к фундаментной плите (т.е. не учитывалась совместная работа фундаментной плиты и вышележащих конструкций). Сравнивая напряженно–деформированное состояние конструкции по двум схемам, можно выявить ряд эффектов, обусловленных учетом совместной работы и, безусловно, эти эффекты более правильно отражают работу конструкции, т.к. первая расчетная схема (рис. 5.1 б) учитывает большее количество факторов.

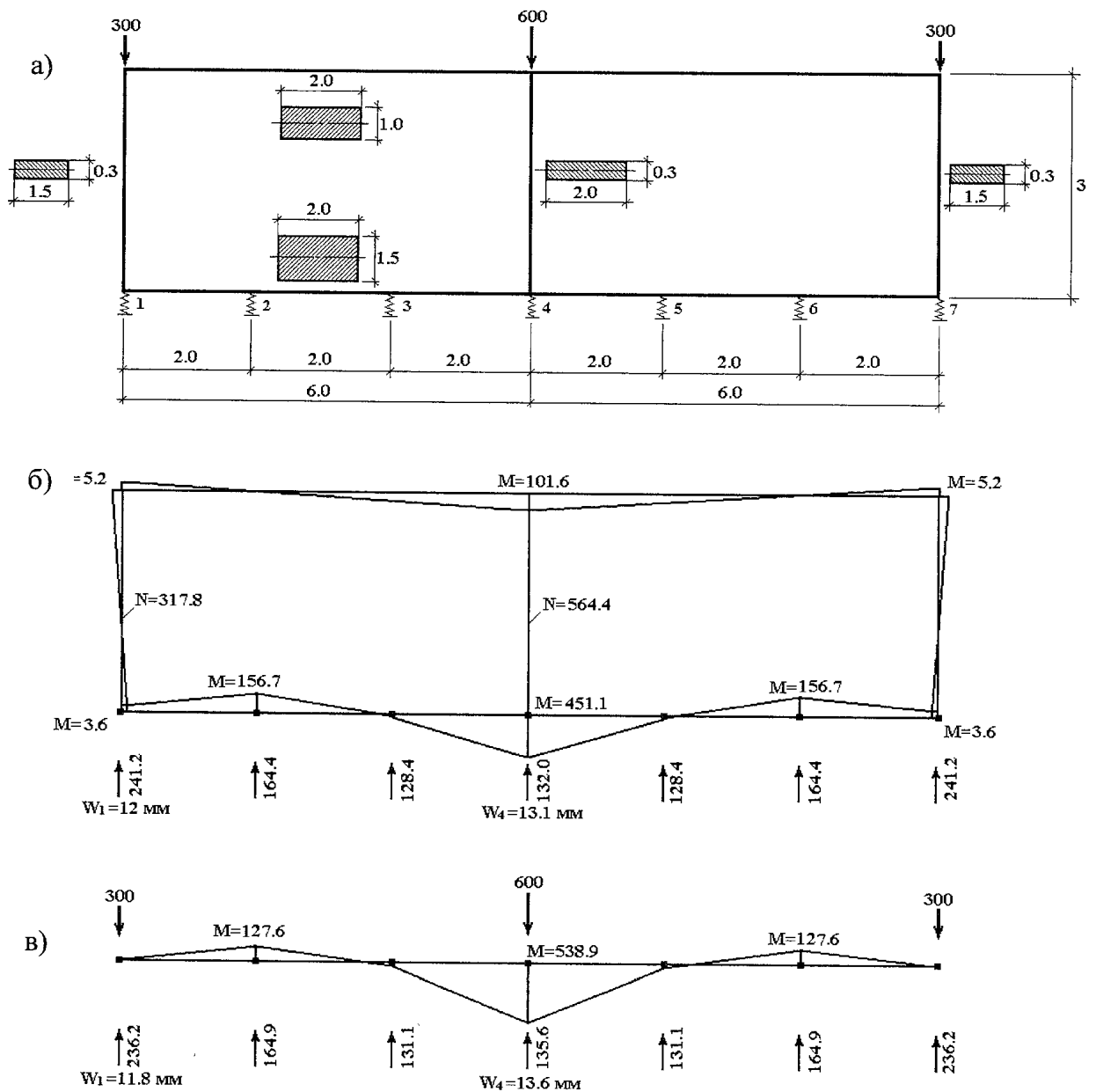


Рис. 5.1

Эффект 1: первая схема более жесткая, т.е. в отношении к свайному основанию больше приближается к жесткому штампу. Так отношение величины осадки средней сваи $W_4 = 13,1 \text{ мм}$ к осадке крайней сваи $W_1 = 12 \text{ мм}$ равно 1,09, что меньше такого отношения $13,6:11,8 = 1,16$ для второго случая. Это приводит к определенной перегрузке крайних свай, имеющих большую жесткость.

Эффект 2: изгибающие моменты в фундаментной плите в первой схеме ($M_4 = 451,1 \text{ тм}$) меньше, чем во второй ($M_4 = 538,9 \text{ тм}$), так как группа мембранных сжимающих усилий в вышележащих перекрытиях и растягивающих в фундаментной плите создает пару, уменьшающую изгибающие моменты в фундаментной плите (эффект пространственной фермы Веренделя). Сами по себе величины мембранных усилий

незначительны и мало влияют на напряженно–деформированное состояние плит, но большое плечо этих групп усилий (высоты этажей) делает весьма существенным разгрузочный эффект.

Эффект 3: крайние колонны испытывают изгибающие моменты, обусловленные необходимостью воспринять сдвиговые усилия, чтобы вовлечь в работу плиту перекрытия.

Если говорить об учете ещё бóльшего количества факторов (чем больше факторов мы учитываем, тем мы больше знаем о конструкции, а значит, наши рассуждения и знания о ней будут более адекватными), то необходимо отметить, что, как правило, конструкции умеют приспособляться, т.е. самостоятельно за счет нелинейных деформаций снимать усилия (напряжения) с наиболее нагруженных элементов (областей) и передавать на менее нагруженные.

Этот эффект можно выявить только на основе учета физической нелинейности в работе конструкций.

На рис. 5.2 показана эпюра моментов и нормальных усилий, полученная на основе учета нелинейной зависимости между напряжениями и деформациями для бетона и арматуры, и между усилиями и вертикальными перемещениями для свай. Если сравнить напряженно–деформированное состояние, показанное на рис. 5.2, то можно проследить значительное выравнивание усилий. Отношение максимального усилия ($N_1=196,4m$) в свае № 1 к минимальному ($N_3=145,1m$) в свае № 3 равно 1,35, что значительно меньше такого же отношения для первой схемы (рис. 5.1 б) – $241,2:128,4=1,88$. Резко снизился и максимальный момент в плите ($M_4=353,0m$), т.е. в 1,3 раза по сравнению с первой схемой (рис. 5.1 б) и более чем в 1,5 раза по сравнению со второй схемой (рис. 5.1 в), примерно в 2 раза снизились моменты и в плитах перекрытий. Несколько возросли усилия в крайних колоннах, это говорит о том, что система «приспосабливаясь» самостоятельно старается использовать все выгоды совместной работы фундаментной плиты с вышележащими конструкциями. Нежелательный эффект увеличения моментов в крайних колоннах, как указывалось в разделе 2, можно уменьшить за счет снижения их жесткости (например, располагать пилоны так, чтобы их больший размер был ориентирован вдоль наружного контура плиты) и передачи основных сдвиговых усилий на диафрагмы. Кстати, нелинейный расчет может показать, что конструкция «приспосабливаясь» будет перераспределять сдвиговые усилия с менее жестких колонн на более жесткие диафрагмы. Вместе с тем, в ряде случаев для снижения усилий в сваях находящихся в периферийных зонах необходимы конструктивные меры.

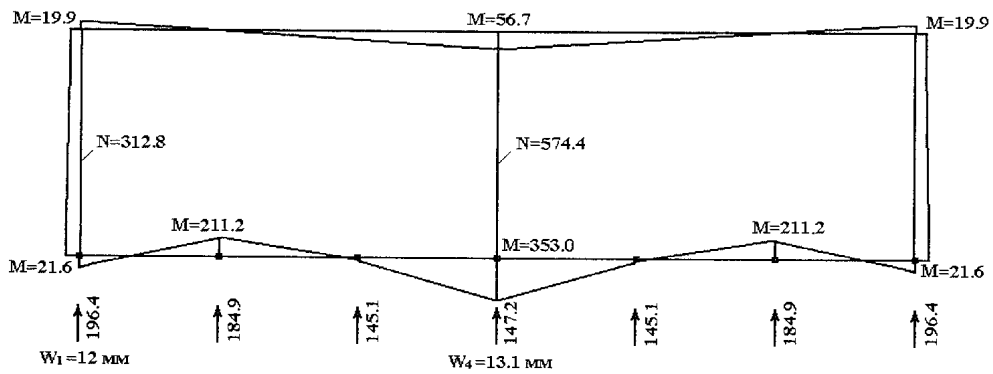


Рис. 5.2

Здесь возможно несколько подходов. Например, можно снять усилия в периферийных сваях, разлив фундаментную плиту и установив ряд дополнительных свай (рис. 5.3 а). Можно использовать и другой подход, основанный на совершенно противоположной идее – поставить дополнительные сваи в центре конструкции, т.е. усилить опорную зону в зоне больших нагрузок (рис. 5.3 б). Нагрузка, жесткости и геометрия в обоих примерах приведенных на рис. 5.3 аналогичны конструкции на рис. 5.1 а.

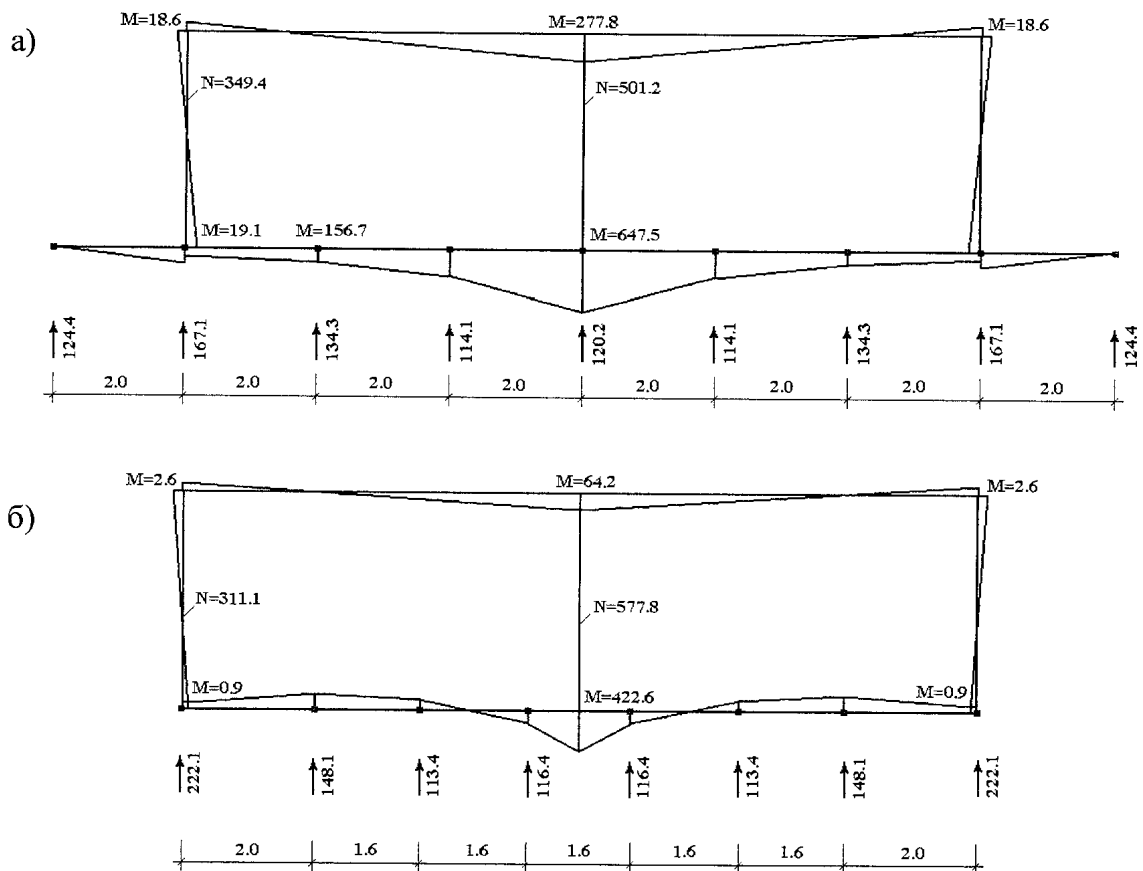


Рис. 5.3

Как видим, первый подход как будто бы, и достигает нужного эффекта (усилия в периферийных сваях снижены), но это дается дорогой ценой: необходимо увеличить размеры плиты, поставить большое количество дополнительных свай, но самый главный недостаток этого подхода – это резкое увеличение изгибающих моментов (в фундаментной плите – почти в 1,5 раза, в плитах перекрытий – более чем в 2,5 раза, в крайних колоннах – более чем в 5 раз. Сравнение производится со схемой 5.1 б). Алогизм этого подхода очевиден: зона больших нагрузок находится в центре плиты (как правило, ядро жесткости, а, следовательно, и большая часть нагрузок располагается в центре здания), а увеличение опорных зон организуется в периферийных зонах. Второй подход наоборот оказывается достаточно целесообразным. Ценой установки всего одной сваи достигнуто по сравнению со схемой 5.1 б некоторое уменьшение моментов в плитах перекрытий и значительное (более чем в 2 раза) уменьшение моментов в крайних колоннах.

Таким образом, можно сделать следующие выводы:

- Конструктивные мероприятия по уменьшению усилий в периферийных сваях, связанные с увеличением количества свай в периферийных зонах и в связи с этим увеличением размеров плит нелогичны и вредоносны для конструкций здания, так как ведут к значительному перерасходу материала (большее количество свай, большие размеры фундаментной плиты, повышенное армирование в фундаментной плите, плитах перекрытий и крайних вертикальных элементах).
- В случае, если конструктор принял решение о необходимости конструктивных мероприятий по уменьшению усилий в периферийных сваях, плите и крайних колоннах, то логичным является увеличение количества свай непосредственно под зоной больших нагрузок. Возможны и другие конструктивные мероприятия с целью уменьшения моментов в крайних колоннах. Например, пилоны в периферийной зоне, как уже указывалось выше, следует расположить так, чтобы большая полка была ориентирована вдоль контура. В этом случае уменьшение моментов в этих пилонах будет достигнуто за счет уменьшения их жесткости, а сдвиговые усилия, обеспечивающие эффект пространственной ферма Веренделя будут восприняты диафрагмами.

Прежде чем принимать решение об увеличении количества свай, желательно все же провести расчет общей схемы здания совместно с грунтовым или свайным основанием в физически нелинейной постановке. Опыт таких численных исследований показывает, что весьма оправдан инженерный опыт расстановки свай состоящий в следующем: количество свай определяется путем деления общего веса здания на величину несущей способности свай. Определенной таким образом количество свай увеличивается на 20–25%, чтобы компенсировать различные неравномерности, влияние ветровой нагрузки и т.п. Сваи расставляются равномерно, но если есть возможность, шаг их расстановки следует сгущать непосредственно под вертикальными элементами, особенно под ядром жесткости. В этом случае создаются возможности для резервов, приспособляемости конструкции, а она «использует их рационально».

При расчете фундаментных конструкций важно правильно оценить жесткостные свойства грунтов и свай. Если геологические изыскания не дают прямого ответа (пробные кусты свай, испытание штампом), то оценку жесткостных свойств приходится делать на

основе какой-либо методики по данным и характеристикам слоев грунта. Методика определения жесткостных характеристик грунта для винклеровской и пастернаковской моделей и модели упругого (неупругого) полупространства очень много. И их количество приближается к количеству исследователей. Как во всякой слабоизученной и сложной проблеме здесь много субъективизма, конъюнктуры и невежества типа высказываний о недопустимости оставлять на усмотрение пользователя выбор той или иной модели, т.е. его надо загонять в угол и предоставлять ему право “выбора” только одной модели, которая, по мнению ее создателя, является самой лучшей. Это противоречит основополагающему лозунгу: расчет – это способ рассуждения. И пользователь должен иметь право выбора по своему усмотрению нескольких моделей, а программный комплекс должен предоставлять ему это право, а в случае отказа от выбора по умолчанию предоставлять ему одну из возможных моделей, снабдив этот выбор объективными аргументами*.

Конструкции на грунтовом основании относятся к классу трудно формализуемых задач, и одной из причин является то, что грунт представляет собой разнородную и слабоизученную среду.

При рассмотрении этого класса конструкций необходимо надземную часть конструкции рассчитывать совместно с грунтовым массивом, а сам грунтовый массив должен представляться как нелинейно деформируемая среда. Пожалуй, наиболее продвинутой моделью в настоящее время является представление грунтового массива в виде конечно-элементной модели (рис. 5.4), учитывающей разнородность грунта (наличие грунтовых слоев с различными свойствами) и нелинейные зависимости между напряжениями и деформациями основанными на той или иной теории прочности.

Например, теории Кулона: для плоского напряженного состояния

$$(\sigma_1 - \sigma_3)/2 \leq \sin(\varphi) \times (\sigma_1 + \sigma_3)/2 + R_c$$

или для объемного напряженного состояния

$$(\sigma_1 - \sigma_3)/2 \leq \sin(\varphi) \times (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3 + R_c \text{ при } R_s \times \operatorname{tg}(\varphi) < R_c$$

где: $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ – главные напряжения

R_c – напряжение сдвига

R_s – предельное напряжение при растяжении

φ – угол внутреннего трения

* Программа ГРУНТ входящая в ПК МОНОМАХ предоставляет пользователю право выбора различных методик для определения коэффициентов постели.

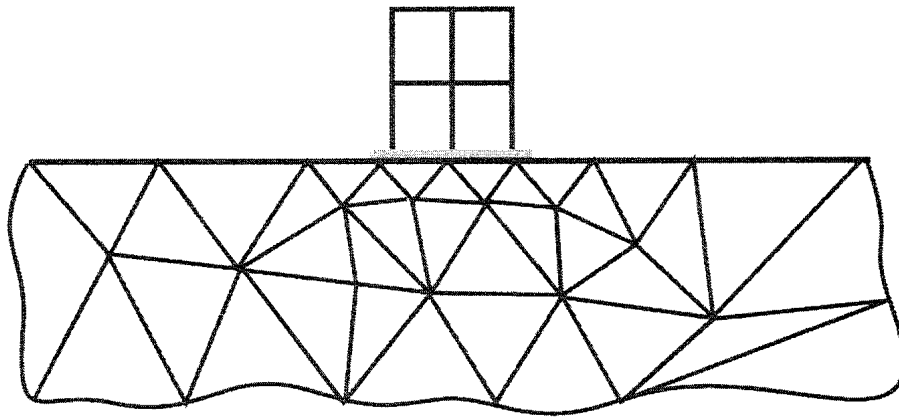


Рис. 5.4

Такая модель громоздка даже для современных программных комплексов, так как размеры грунтового массива должны приниматься достаточно большими с тем, чтобы характер граничных условий по области, ограничивающей этот массив не оказывал существенного влияния (принцип Сен-Венана) на напряженно-деформированное состояние рассчитываемой конструкции. Поэтому часто используются клавишные модели Винклера (коэффициент постели C_1) или Пастернака (коэффициент постели C_1 и коэффициент сдвига C_2).

Безусловно, такие модели являются очень упрощенными, поэтому требуют введения ряда предпосылок. Этим объясняется наличие большого количества методик по определению C_1 и C_2 , авторы которых аргументируя свои предпосылки ссылаются на натурные наблюдения, которые изначально не могут быть представительными из-за большой разнородности характеристик грунтов.

Можно выделить два основных подхода, лежащих в основе многочисленных методик по определению C_1 (C_2 как правило определяется как функция от C_1).

I подход. В основе лежит выражение для усредненного модуля деформаций для слоев грунта, входящих в сжимаемую толщу, т.е.

$$E_0 = \frac{\sum_1^n \sigma_{z,p,l} h_i}{\sum_1^n \sigma_{z,p,l} h_i / E_i} ; \quad \mu_0 = 1/H_c \sum_1^n \mu_i h_i ;$$

$$C_1 = E_0 / H_c (1 - 2\mu_0^2) ; \quad C_2 = E_0 H_c / 6(1 + \mu_0) \quad (5.1)$$

где $h\sigma_{z,p,l}$ – дополнительное вертикальное напряжение на глубине z в i подслое;
 H_c – глубина сжимаемой толщи;
 h_i, E_i – соответственно толщина и модуль деформации i -того слоя;
 n – количество слоев грунта;

E_0, μ_0 – соответственно осредненные для заданных слоев грунта значения модуля деформации и коэффициента Пуассона;
 C_1, C_2 – соответственно коэффициенты постели и сдвига. Характеристики грунтов $E, \mu, c, \gamma, \varphi$ определяются по результатам геологических изысканий или по СНиП 2.02.01 – 83 (приложение 1).

Эпюры бытового и дополнительного давлений определяются по методике описанной в СНиП 2.02.01 – 83 (приложение 2).

Глубина сжимающей толщи определяется на основе сравнения бытового и дополнительного давлений, т.е. граница сжимаемой толщи соответствует $\sigma_\delta(z) = \alpha\sigma_\delta$, где $\alpha < 1$ (рис. 5.5), но и здесь существуют большие разночтения, для различных методик α меняется от 0,1 до 0,5.

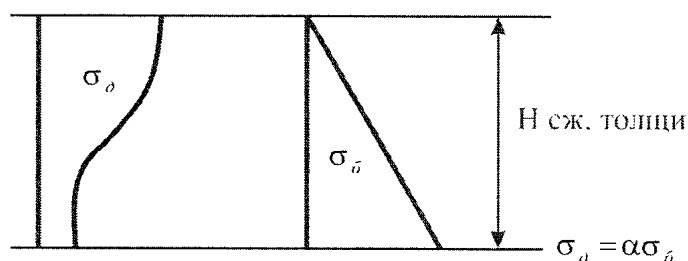


Рис. 5.5

II подход.

В основе лежит выражение:

$$C_1 = \frac{P}{\Delta} \quad (5.2)$$

где P – давление на уровне подошвы фундамента

Δ – осадка.

Осадка определяется по формуле:
$$\Delta = \int_{H \text{ сж. толщи}} \varepsilon_z dz$$

ε_z – послойные деформации грунта, которые, например, по методике Федоровского [16] определяются по формулам:

$$\varepsilon_z = \beta \begin{cases} \frac{\sigma - \sigma_0}{E_e}, & \sigma \leq p_c \\ \frac{p_c - \sigma_0}{E_e} + \frac{\sigma - p_c}{E_0}, & \sigma > p_c \end{cases} \quad (5.3)$$

где σ – суммарное эффективное вертикальное напряжение $\sigma = \sigma_0 + \sigma_p$;

σ_0 – начальное вертикальное эффективное напряжение до начала приложения нагрузки, т.е. бытовое давление σ_g за вычетом давление от грунта котлована и с добавкой давления от уже существующих соседних сооружений;

σ_p – дополнительное вертикальное эффективное напряжение;

E_0 – модуль общей (упругопластической) деформации;

$E_e = 8E_0$ – модуль упругой (обратимой) деформации;
 p_c – структурная прочность на сжатие, зависящая от плотности (пористости) грунта и давления;
 β – коэффициент, отражающий степень стесненности боковых деформаций и изменяющийся от $\beta_1 = 0.7$ до $\beta_n = 1$.

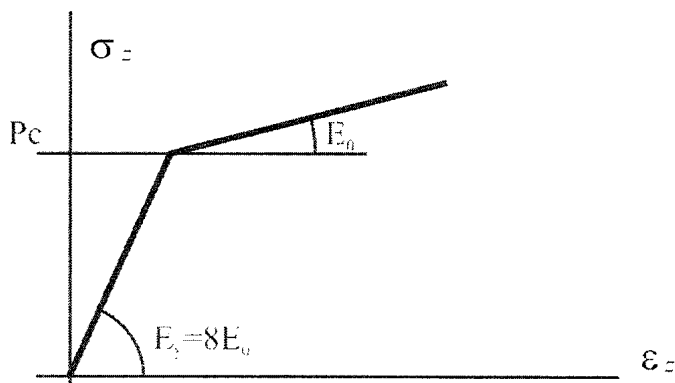


Рис. 5.6

По сути, выражение для ϵ_z отображает нелинейные свойства грунта, для которого принимаются различные модули деформации (рис. 5.6)

В табл. 1 приведены результаты определения коэффициентов постели и осадок по различным методикам для плиты размерами 40х20м, давлением под подошвой 40т/м² (примерно 20-ти этажный дом) и следующими характеристиками грунта:

песок полтавский, $E_0 = 3000 \text{ т/м}^2$, $\rho = 1.76 \text{ т/м}^3$, $C = 0.002 \text{ МПа}$, $\varphi = 34^\circ$, $\mu = 0.4$.

Табл. 5.1

Точка	C, Δ	I подход формула (1)	II подход формула (2)	Упрощенный подход СНиП 2.02.01-83 Обязательное приложение 2, пункт 8
Центр плиты	C т/м ³	142	203	714
	Δ см	21	19	5,6
Середина большой стороны	C т/м ³	152	368	C т/м ³
	Δ см	12	10	Δ см
Середина большой стороны	C т/м ³	176	471	C т/м ³
	Δ см	9	4	Δ см

Как видно из табл. 5.1 оба подхода дают заниженное значение C_1 , и, следовательно, завышенное значение осадок. Действительно, двадцатипятиэтажное здание, имеющее с точки зрения геологии достаточно хорошее основание должно иметь ожидаемую осадку 3 – 6см, т.е. упрощенная методика дает наиболее естественные результаты. Заниженные результаты C_1 для обоих подходов можно объединить тем, что в выражении (5.1) значения модулей деформаций не зависят от напряжений, в то время как для слабо нагруженных слоев эти значения должны быть значительно выше.

Во втором подходе также имеются несоответствия. Так в формуле 5.2 в числителе стоит давление под подошвой, в то время как в формуле для определения осадки участвуют также напряжения от близлежащих штампов нагрузки.

По-видимому, достаточно естественным должен представляться первый подход с корректировкой, учитывающий переменные значения модулей деформации по глубине сжимаемой толщи.

В работе [2] рекомендовано использовать в качестве основания грунтовое основание, усиленное сваями с заранее заданным рекомендованным коэффициентом распределения нагрузок между грунтовым основанием и сваями: например, на сваи приходится 70% всей нагрузки, на грунтовое основание – остальные 30%. Для расчета конструкции на основании такого рода необходим итерационный расчет, так как при заданных жесткостных характеристиках грунта и свай не всегда удастся сразу получить нужный коэффициент перераспределения. В этом случае весьма полезным является использование суперэлементов, так как объявляя надземное строение суперэлементом можно проводить итерационный процесс только с грунтово-свайным основанием. Если такая процедура не реализована, то этот процесс можно выполнять в полуавтоматическом режиме: на основе суммарных нагрузок, воспринимаемых грунтовым основанием и сваями, полученных в результате расчета производится уменьшение (увеличение) жесткости грунтового (свайного) основания и производится повторный расчет*.

* Программные комплексы ЛИРА и МОНОМАХ кроме выдачи суммарных нагрузок, воспринимаемых грунтовым и свайным основанием выдают также рекомендации по перераспределению жесткостей грунта и свай.

Раздел 6 Компьютерное моделирование процессов связанных с жизненным циклом сооружения

6.1 Моделирование процессов возведения

Конструкции высотных зданий относятся к такому классу сооружений, для которых процесс возведения может существенно влиять на проектное решение. Так в процессе установки и снятия опалубки происходит изменение расчетной схемы плит и балочных ростверков перекрытий, и это может привести к необходимости корректировки проектных решений, которые были приняты исходя из расчета уже возведенного здания на проектные нагрузки. В разделе 3 уже приводился пример, демонстрирующий, что расчет плит перекрытий верхних этажей в составе расчетной схемы возведенного здания может привести к грубым искажениям. Кроме того, часто домостроение ведется в зимних условиях и здесь необходимо учитывать не только изменение расчетной схемы, но и изменение жесткостных и прочностных характеристик бетона, связанное с временным замораживанием и последующим размораживанием уложенной бетонной смеси.

Компьютерное моделирование этих процессов продемонстрируем на примере использования специализированного процессора МОНТАЖ+.

Специализированный процессор МОНТАЖ+ предназначен для компьютерного моделирования процесса возведения монолитных железобетонных конструкций каркаса высотных зданий. В процессе компьютерного моделирования может учитываться пониженная прочность бетона на различных этапах возведения, вызванная постепенным набором прочности или замораживанием уложенной бетонной смеси. На каждом этапе возведения производится расчет конструктивной схемы здания, соответствующий возведенным на данный момент конструкциям, с учетом пониженной прочности бетона и наличия системы временных стоек опалубки. На каждом этапе такого расчета производится определение арматуры во всех сечениях железобетонных элементов (колонн, плит перекрытий, диафрагм жесткости), и если проектной арматуры или проектного железобетонного сечения оказывается недостаточно – выдается информация о необходимости корректировки проектных решений.

Специализированный процессор МОНТАЖ+ входит в состав программного комплекса ЛИРА, поэтому практически неограниченные возможности ПК ЛИРА присущи и ему*:

- Моделируемое здание может иметь неограниченное количество этажей (50-60 и более);
- Блоки здания могут быть разновысокими;
- В плане здание может иметь произвольную форму – произвольный набор прямоугольных и криволинейных в плане блоков;
- Плиты перекрытия также могут иметь произвольный контур (лоджии, эркеры, балконы, произвольно расположенные отверстия любой формы);

* Специализированный процессор МОНТАЖ+ может функционировать в автономном режиме.

- Плиты перекрытий могут иметь включения различной толщины, могут быть подперты балочным ростверком или иметь безбалочную схему;
- Допускается задание нагрузок различных типов: равномерно распределенная по всему перекрытию или по области ограниченной произвольным многоугольником, сосредоточенная нагрузка или линейный штамп (нагрузки от перегородок);
- Расположение временных опор (стоек опалубки) может быть произвольным, последовательность их установки и снятия также произвольна.

Для подготовки исходных данных при решении задачи специализированным процессором МОНТАЖ+ используется инструментарий ПК ЛИРА.

Вначале задается конструктивная схема всего объекта, т.е. описываются все элементы, включая как основные несущие элементы объекта (колонны, балки, плиты, диафрагмы), так и временные элементы (элементы опалубки, стойки подмостей и др.). Затем для каждого этапа возведения описываются все конструктивные элементы, которые возведены на момент данного этапа, временные стойки подмостей, которые присутствуют на данном этапе, а также стойки подмостей, которые демонтируются на данном этапе. Для каждого этапа задаются нагрузки (собственный вес, монтажные нагрузки), которые действуют на данном этапе, а при необходимости понижающий коэффициент прочности бетона.

Исходные данные для последнего этапа соответствуют эксплуатационной стадии объекта, т.е. стадия, когда объект полностью возведен, убраны временные опоры (стойки подмостей), набрана эксплуатационная прочность бетона, действуют эксплуатационные нагрузки (собственный вес, ветер, снег, полезные нагрузки).

На каждом этапе возведения объекта происходит расчет соответствующей конструктивной схемы на собственный вес и монтажные нагрузки с учетом имеющихся, снятых или добавленных временных опор.

Схематически организация компьютерного моделирования процесса возведения однопролетной трехэтажной рамы представлена на рис. 6.1.

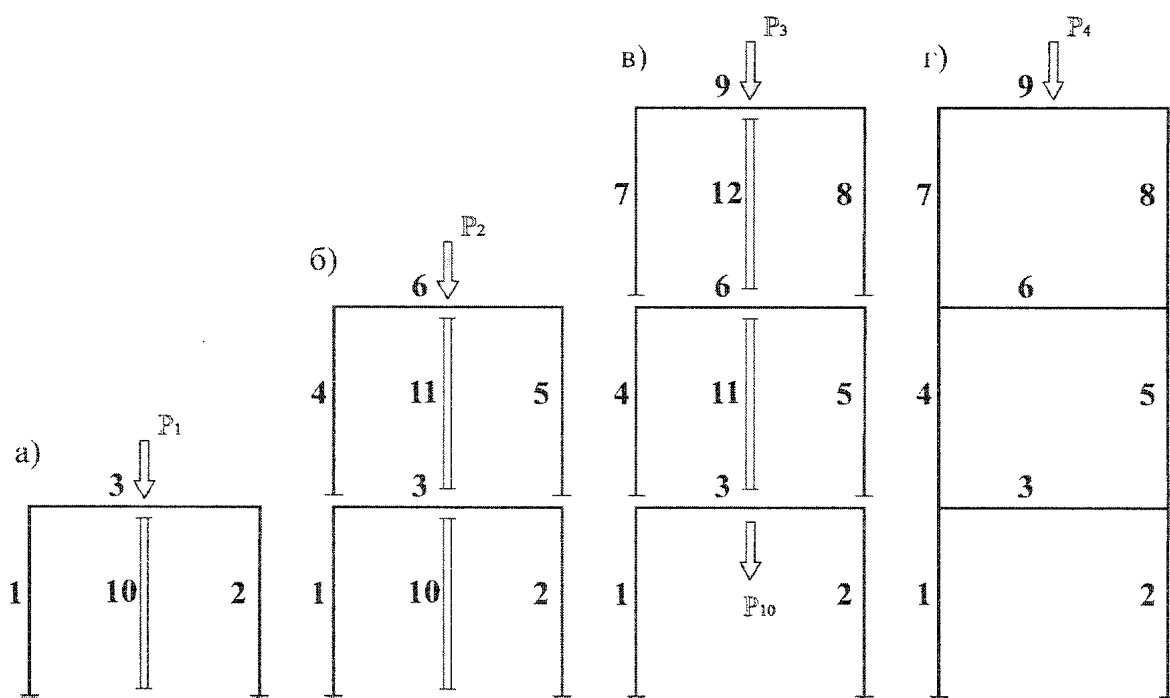


Рис.6.1

Первая стадия монтажа – рис. 6.1 а

Смонтированы элементы первого этажа 1, 2, 3 и стойка опалубки – 10. Обобщенная нагрузка P_1 – собственный вес смонтированных конструкций + монтажная нагрузка, соответствующая этому этапу возведения. В результате расчета кроме всех параметров НДС определяется арматура в сечении элементов 1, 2, 3 с учетом пониженной прочности бетона, например $K_1=0.3$.

Вторая стадия монтажа – рис. 6.1 б

Кроме элементов первого этажа дополнительно возведены элементы второго этажа 4, 5, 6 и установлена дополнительная временная стойка 11. Нагрузка P_2 – собственный вес вновь возведенных конструкций + монтажная нагрузка на этом этаже. Усилия в элементах соответствующие нагрузке P_2 суммируются с зафиксированными усилиями в элементах присутствовавших на этапе 1 от нагрузки P_1 . По найденным усилиям определяется арматура во всех элементах 1, 2, 3, 4, 5, 6 с учетом неполной прочности бетона, которая может быть разной для разных элементов. Например, для возведенных на втором этаже (элементы 4, 5, 6) $K_2=0.3$, а для возведенных на этом первом этаже (элементы 1, 2, 3), например $K_1=0.6$.

Третья стадия монтажа – рис. 6.1 в.

Кроме элементов первых двух этажей 1, 2, 3, 4, 5, 6 возведены элементы третьего этажа 7, 8, 9, установлена дополнительная временная стойка 12, временная стойка 11 оставлена, а временная стойка 10 удалена. Нагрузка P_3 – собственный вес вновь возведенных конструкций + монтажная нагрузка на этом этапе. Удаление временной

стойки моделируется приложением силы P_{10} равной усилию в убранной стойке.

Накопление усилий в элементах на этом этапе аналогично второму этапу, т.е. для ранее возведенных элементов 1–6, происходит суммирование зафиксированных усилий на предыдущем втором этапе со вновь полученными усилиями на третьем этапе.

По найденным усилиям определяется арматура во всех элементах 1–9 с учетом пониженной прочности бетона на этом этапе, например, $K_3=0.3$, $K_2=0.6$, $K_1=0.8$.

Эксплуатационная стадия – рис. 6.1 г.

На этой стадии расчетная схема соответствует проектной. Процедура удаления всех временных стоек выполняется аналогично удалению стойки 10 на третьем этапе. Обобщенная нагрузка P_4 включает все полезные нагрузки и дополнительные постоянные нагрузки, за исключением нагрузок от собственного веса, включенных в нагрузки P_1 , P_2 , P_3 , усилия от которых зафиксированы на предыдущих этапах расчета.

Прочность бетона на этой стадии может приниматься в соответствии с классом бетона или быть несколько заниженной, т.к. замораживание бетонной смеси в процессе монтажа может снизить окончательную прочность бетона.

Так как для подготовки исходных данных, расчета и анализа результатов на каждом этапе используется инструментарий ПК ЛИРА, то на каждом этапе можно получить и проанализировать результаты в полном объеме, соответствующем ПК ЛИРА (деформированная схема, числовая информация о перемещениях и усилиях, изополя и эпюры усилий и т.п.)

Основной задачей специализированного процессора МОНТАЖ+ является отслеживание необходимой арматуры на каждой стадии возведения объекта. Информация о подобранной арматуре имеет вид, представленный в табл. 6.1. На основе представленной информации в таком виде легко проследить достаточно ли арматуры, заложенной в проекте, или на какой либо стадии монтажа этой арматуры недостаточно и величина арматуры, заложенной в проекте, должна быть увеличена.

Табл. 6.1

№ элемента/ сечения	№ стадии	Величина арматуры, см ²			
		AS ₁	AS ₂	AS ₃	AS ₄
<i>i-j</i>	1	***	***	***	***
	2	***	***	***	***
	...				
	<i>n</i>	***	***	***	***
	экспл.	***	***	***	***
<i>i-j+1</i>					
...					
<i>i-j-1</i>					
...					

i – номер элемента,
j – номер сечения в *i* элементе,
n - количество стадий монтажа,
 экспл. - эксплуатационная стадия.

Обозначение арматуры: AS₁ – AS₄ для стержневых и пластинчатых элементов представлено на рис. 6.2.

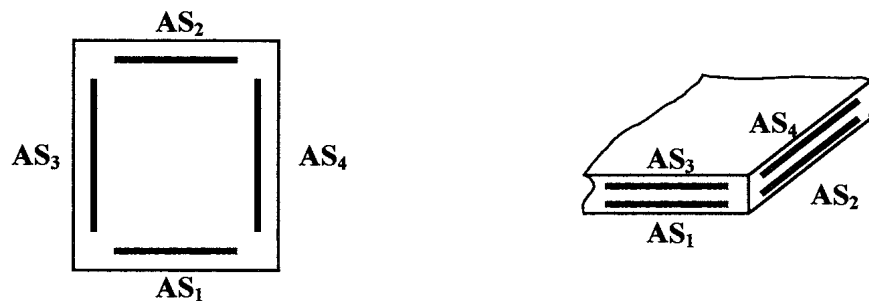


Рис. 6.2

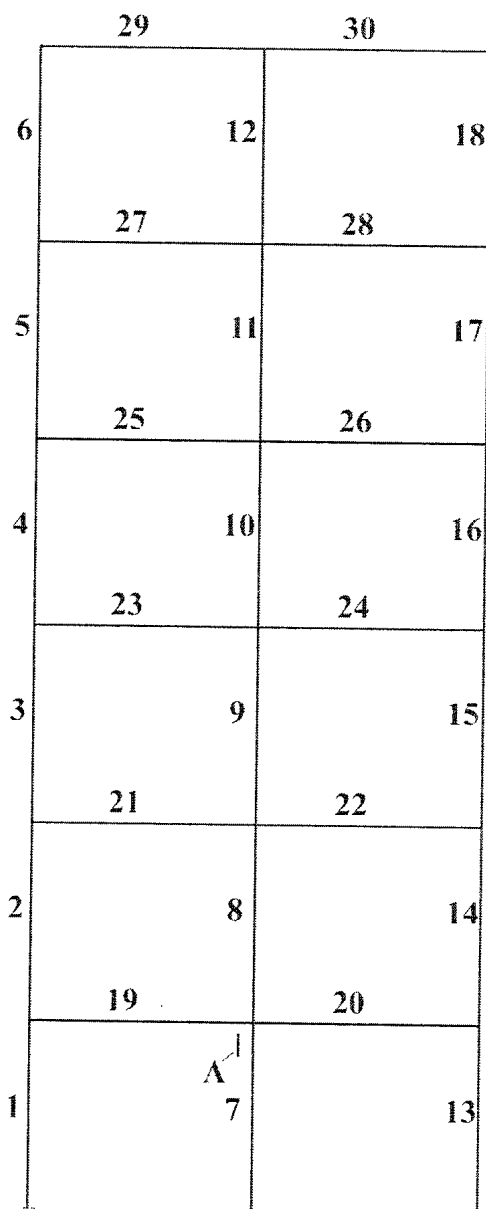


Рис. 6.3

Пример компьютерного моделирования процесса возведения однопролетной шестиэтажной рамы.

Схема рамы приведена на рис. 6.3.

Рама включает 30 элементов, из которых элементы 7–12 - временные опоры.

Сечение ригелей 40 × 80.

Сечение колонн 40 × 60.

Смоделировано шесть стадий монтажа и эксплуатационная стадия.

Таким образом, на основе предложенного компьютерного моделирования можно исследовать различные варианты установки и снятия элементов опалубки, достаточность проектной арматуры для восприятия монтажных нагрузок на различных стадиях монтажа, деформированность конструкции в период переопирания временных стоек.

I стадия: смонтированы колонны 1, 2, 13, 14, ригели 19, 20, 21, 22 и временные стойки 7 и 8.

Прочность бетона составляет 30% от проектной.

II стадия: смонтированы дополнительно колонны 3, 4, 15, 16, ригели 23, 24, 25, 26 и временные стойки 9 и 10.

Прочность бетона составляет 30% от проектной для элементов возведенных на второй стадии и 60% – для элементов возведенных на первой стадии.

III стадия: убрана временная стойка 7, при этом прочность бетона составила 40% от проектной для элементов смонтированных на второй стадии и 90% – для элементов смонтированных на первой стадии.

IV стадия: смонтированы остальные элементы, при этом прочность бетона составила 30% от проектной для элементов смонтированных на этой стадии, 60% – для элементов смонтированных на второй стадии и 100% – для элементов смонтированных на первой стадии.

V стадия: убраны временные стойки 8 – 12.

Прочность бетона составляет 100% для элементов смонтированных на первой и второй стадиях и 80% – для элементов смонтированных на четвертой стадии.

VI стадия: эксплуатационная. Прочность бетона достигла проектной для всех элементов.

На монтажных стадиях прикладывалась монтажная нагрузка и собственный вес, на эксплуатационной стадии – полезная нагрузка.

Показательным является изменение усилий в процессе монтажа в середине ригеля первого этажа (сечение А) – см. таблицу 6.2 усилий и рис 6.3.

Табл. 6.2

№ стадии	M	Q	Величина арматуры, см ²		
			нижняя AS ₁	верхняя AS ₂	поперечная
1	-9.1	19.6	1.57	3.01	3.76
2	16.0	5.6	5.91	1.57	0.32
3	26.9	4.6	10.69	1.57	0.08
4	17.9	4.6	6.39	1.57	0.08
5	17.6	4.6	6.94	1.57	0.08
6	16.6	4.6	6.13	1.57	0.08
экспл.	18.3	0.0	9.98	1.57	0.08

Анализируя табл. 6.2 видно, что для поперечной и верхней арматуры определяющей является стадия 1 (верхняя арматура 3.01см² против 1.57см² эксплуатационной, поперечная арматура 3.76см² против 0.08 эксплуатационной). Для нижней арматуры определяющей является стадия 3 (10.69см² против 9.98см² эксплуатационной).

Таким образом, компьютерное моделирование процесса возведения помимо ответа на вопрос о достаточности проектной арматуры для обеспечения прочности на различных стадиях монтажа, может дать необходимую информацию для определения стратегии организации возведения здания.

6.2 Моделирование приспособляемости конструкции препятствующей прогрессирующему разрушению

Возможно, не очень удачный заголовок этого раздела вместе с тем в определенной мере характеризует суть проблемы: как запроектировать конструктивную схему такой, что бы при внезапном удалении наиболее ответственных элементов не допускалось прогрессирующее разрушение. При этом дополнительные материалозатраты должны быть сведены к минимуму. Возможно также допущение, что конструкция частично может потерять эксплуатационные качества (недопустимые для эксплуатации прогибы, отверстия и т.п.). Для решения подобных задач хорошо подходит методика изложенная в предыдущем разделе 6.1.

Действительно удаление одного или нескольких элементов изменяет конструктивную схему и именно эту задачу решает специализированный процессор МОНТАЖ+, на основе которого можно в автоматизированном режиме исследовать большое количество возможных вариантов и принять ряд конструктивных мер с тем, чтобы, рационально используя минимальные дополнительные материалозатраты, «помочь» конструкции приспособиться к неожиданно возникшей ситуации и не допустить прогрессирующего разрушения.

Приведем пример возможного проектного решения, основывающегося на вышеприведенных рассуждениях.

На рис. 6.4 приведен несложный план здания высотой 25 этажей. При нагрузке $1,2 \text{ т/м}^2$ усилие в одной из наиболее нагруженных колонн – средней колонне первого этажа достигает 1110 т . при внезапном удалении этой колонны конструктивная схема здания меняется (рис. 6.5): средние вышележащие колонны уже не являются опорами и «зависают» на всех оставшихся перекрытиях, перекрытия в средней части уже работают пролетом $12 \times 12 \text{ м}$ и если не применить определенных конструктивных мер может произойти обрушение всей конструкции.

При рассмотрении новой схемы можно отметить, что все перекрытия над удаленной колонной получают большие прогибы и могут, изменив схему работы за счет мембранных усилий, приспособиться к новой ситуации.

Изополя главных мембранных напряжений для нижнего перекрытия находящиеся в наиболее неблагоприятной ситуации представлены на рис. 6.6. На этом рисунке видно, что средняя часть перекрытия размером $12 \times 12 \text{ м}$ работает как мембрана (большие главные растягивающие напряжения), а в окаймляющей зоне этой мембраны выделилась сжатая зона (своеобразный сжатый бортовой элемент). На этом же рисунке обозначено направление возникновения трещин. Для обеспечения такой приспособляемости в проектных решениях необходимо предусмотреть непрерывность верхней и нижней арматуры по всей области плиты (часто нижняя арматура в районе колонн обрывается или не стыкуется). В данном конкретном примере фоновая (см. раздел 6.3) верхняя и нижняя арматура $\varnothing 16$ с шагом $100 \times 100 \text{ мм}$ обеспечивает восприятие мембранных усилий. Увеличение усилий в близлежащих колоннах находится в рамках допустимых перегрузок

при особых воздействиях. Несомненно, большой прогиб центра перекрытий – 0,3 м и недопустимые величины трещин нарушают эксплуатационные качества сооружения, но прогрессирующего разрушения не произошло. Конечно, для исследования подобного ряда ситуаций необходимо, чтобы программные комплексы, реализующие расчет по изменяющимся расчетным схемам, допускали возможность учета физической и геометрической нелинейности* (основные факторы, обуславливающие приспособляемость конструкции).

Этот пример показывает, как за счет применения определенных конструктивных мер, не влекущих практически дополнительные материалозатраты, можно в ряде случаев воспрепятствовать прогрессирующему разрушению. Конечно, этот, как и всякий демонстрационный пример содержит много допущений и упрощений (например, не учитывается динамика внезапного удаления элемента) однако в полной мере показывает возможность устранения причин прогрессирующего разрушения без особых дополнительных материалозатрат.

* ПК ЛИРА и специализированный процессор МОНТАЖ+ учитывает эти факторы, в том числе и одновременно.

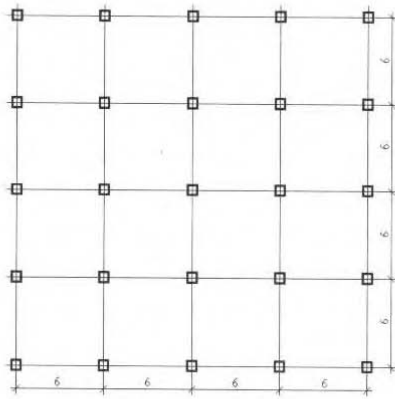


Рис. 6.4

Нелинейное нагружение

Картина разрушения

Верхний слой

Изополя главных напряжений N_1

Единицы измерения – m/m^2

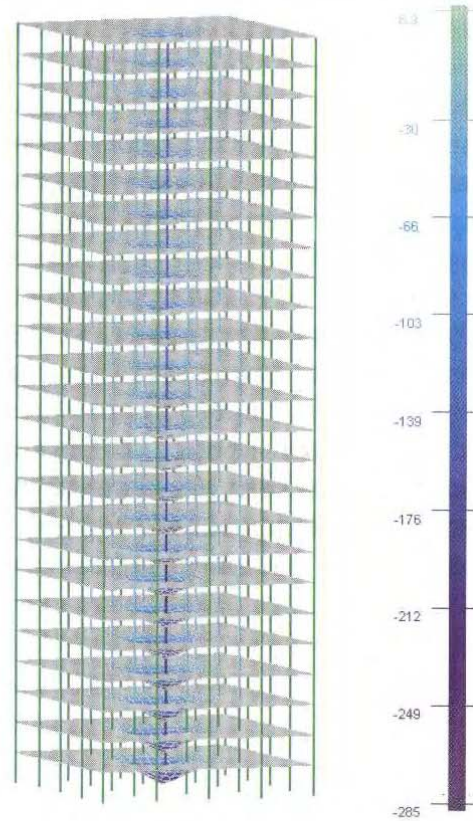


Рис. 6.5

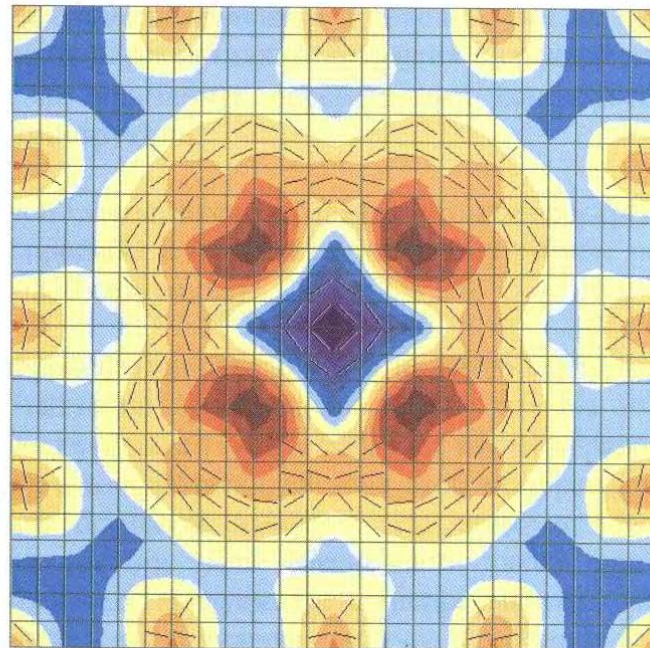
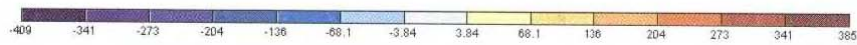


Рис. 6.6

Раздел 7 Конечно-элементные модели

В предыдущих разделах при рассмотрении тех или иных расчетных схем высотных зданий авторы вольно или невольно все время имели ввиду, что основным расчетным инструментом является метод конечных элементов, позволяющий отразить и учесть при расчете и проектировании строительных конструкций (в том числе и конструкций высотных зданий) такие специфические моменты как:

- особенности совместного деформирования элементов сложных комбинированных систем, состоящих из стержней, пластин, оболочек, массивных тел и так далее;
- особенности поведения под нагрузкой конструкций со сложной структурой (изменчивость механико-геометрических характеристик в пределах элемента, наличие вырезов, полостей, ребер жесткости, точечных и непрерывных опор и т.д.);
- особенности, связанные с конструкцией узлов, как правило, характеризующихся различной податливостью при различных видах воздействий;
- особенности, связанные с видом нагрузений: статическое, динамическое, температурное и т.д.
- особенности, связанные с учетом процесса возведения, когда на отдельных этапах строительства может существенно меняться конструктивная схема сооружения;
- особенности, связанные с реологическими свойствами материала: пластичность, ползучесть, релаксация, усадка, трещинообразование, специфические свойства грунта.

К перечисленному следует присовокупить относительную простоту организации обмена информацией с проектирующими системами, это является следствием каноничности представления данных в методе конечных элементов. Тем не менее, метод конечных элементов является численным, то есть приближенным методом математической физики. В этом можно убедиться сразу, получив разные решения одной и той же задачи на разных конечно-элементных сетках. Причем это различие может быть значительным. И сразу возникают вопросы. Являются ли полученные приближения именно приближениями к точному (а не к какому-нибудь другому) решению? Как далеко они отстоят от точного решения? Как (хотя бы примерно) оценить точное решение? Какую конечно-элементную сетку надо использовать, и какие типы конечных элементов надо принимать, чтобы максимально приблизить компьютерную модель к действительной работе сооружения? Сказанное предопределяет необходимость знания не только основных положений и формальных процедур МКЭ, но и таких атрибутов, как сходимость решения, устойчивость вычислительной схемы, оценка точности решения.

В связи с этим, авторы сочли необходимым в этом разделе кратко привести основы МКЭ, уделив основное внимание практическим рекомендациям по выбору типов конечных элементов, оценке точности решения, приемам моделирования комбинированных систем, состоящих из различных типов конечных элементов и характерных для конструкций высотных зданий.

Условные обозначения:

A	–	дифференциальный оператор задачи;
u	–	вектор перемещений;
f	–	вектор внешних нагрузок;
B	–	матрица операций дифференцирования;
D	–	матрица упругости;
Ω	–	область рассматриваемой задачи;
$I(u)$	–	функционал полной потенциальной энергии системы;
Π	–	потенциальная энергия деформации;
W	–	работа внешних сил;
σ	–	вектор напряжений;
ε	–	вектор деформаций;
φ	–	вектор базисных функций;
q	–	вектор узловых неизвестных;
K	–	матрица жесткости всей системы;
P	–	вектор внешней нагрузки в узлах;
Ω_r	–	область r конечного элемента;
K_r	–	матрица жесткости r конечного элемента;
H_A	–	энергетическое пространство задачи;
m	–	порядок дифференциального оператора задачи;
K	–	матрица коэффициентов канонической системы уравнений МКЭ;
L	–	размер матрицы K , общее число узловых неизвестных
u, v, w	–	линейные (угловые) перемещения по направлению (относительно) осей
(α, β, γ)	–	X, Y, Z .

7.1 Основные положения

Метод конечных элементов [3, 4, 5, 6, 7, 8, 9] рассматривается ниже в форме перемещений, т.е. для случаев, когда искомой разрешающей функцией служит перемещение, а решение ищется из условия минимума функционала Лагранжа. Это вызвано тем, что выбор расчетной схемы для МКЭ в перемещениях легко поддается алгоритмизации, а практическое использование МКЭ невысказимо без применения современных компьютеров.

Вместе с тем известны разработки МКЭ в форме напряжений, когда искомой функцией является напряжение (усилие), а решение ищется из условия максимума функционала Кастильяно или в смешанной форме – искомые функции и перемещения, перемещения и усилия, а минимизируется функционал Рейсснера. Однако должного распространения эти разработки не нашли.

Краевые задачи механики в операторном виде записываются так:

$$Au \equiv -(Bu)^T DBu = f \quad . \quad (7.1)$$

Свойства дифференциального оператора A для задач механики (положительная

определенность, самосопряженность) позволяют осуществить вариационную постановку этих задач, т.е. заменить задачу решения дифференциальных уравнений (7.1) задачей нахождения минимума функционала

$$I(u) = \frac{1}{2} \int_{\Omega} (Au, u) d\Omega - \int_{\Omega} f u d\Omega = \frac{1}{2} \int_{\Omega} (Bu)^T D B u - \int_{\Omega} f u d\Omega. \quad (7.2)$$

Это значит, что значения u доставляющие минимум функционалу (7.2), в то же время являются и решением системы (7.1). Вариационная постановка задачи имеет определенные преимущества, которые вытекают из того, что порядок дифференциального оператора понижается в 2 раза. Отсюда создаются условия более удобного формулирования граничных условий, смягченных требований к базисным функциям и более простого представления разностных выражений. Используя обозначения механики функционал (7.2) можно представить в виде

$$I(u) = \Pi - W = \frac{1}{2} \int_{\Omega} \varepsilon^T \sigma d\Omega - \int_{\Omega} f^T u d\Omega. \quad (7.3)$$

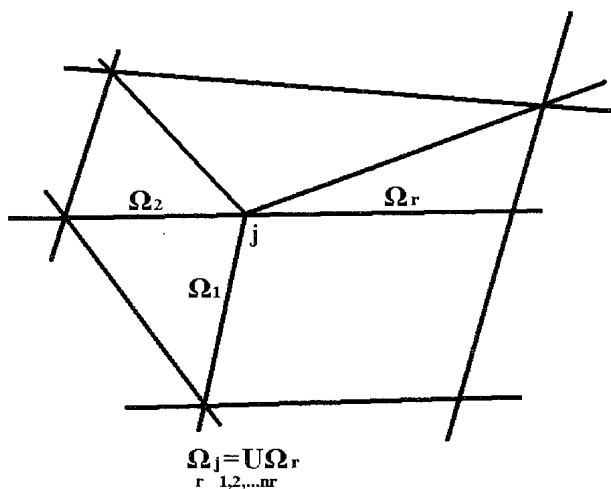


Рис. 7.1

Метод конечных элементов вариационный, т.е. является методом нахождения минимума функционала (7.3). Основная концепция МКЭ заключается в непосредственной дискретизации рассчитываемой системы, которая расчленяется расчетной сеткой на конечные элементы. На полученной дискретной модели вводится система кусочно-непрерывных функций $\{\varphi_l(x)\}$, определенных на конечном числе подобластей – звездах конечных элементов (рис. 7.1), т.е.

$$\varphi_l(x) = \begin{cases} \varphi_{lj}(x) & x \in \Omega_j \\ 0 & x \notin \Omega_j \end{cases}.$$

Искомая функция перемещений по области системы $u(x)$, $x \in \Omega$ приближенно принимается в виде:

$$u_h(x) = \sum_{l=1}^L q_l \varphi_l(x), \quad (7.4)$$

где L - общее число узловых неизвестных, которое в общем случае не равно числу

узлов, так как в каждый узел может быть введено различное число узловых неизвестных.

Функции φ_l называются координатными, аппроксимирующими, базисными и др. Значения узловых неизвестных q_l называются степенями свободы, неизвестными узловыми перемещениями, узловыми неизвестными и др. Спор о терминах всегда бесконечен и при обсуждении той или иной проблемы нужно заранее договориться какие термины выбрать для φ_l и q_l . Перечисленные выше термины в той или иной степени отражают сущность проблемы. Здесь выбраны (о вкусах не спорят) термины для φ_l – базисные функции (БФ), для q_l – узловые неизвестные (УН).

Узловые неизвестные q_l в МКЭ, как правило, снабжаются физическим смыслом и в ряде случаев представляют собой искомые значения линейных и угловых перемещений в узлах расчетной сетки. Во всяком случае, для конечно-элементных моделей конструкций высотных зданий это так.

На основе подстановки (7.4) в (7.3) задача определения непрерывной функции $u(x)$ сводится к определению значений конечного числа узловых неизвестных q_l , которые находят из условия минимума функционала (7.3), т.е. из системы уравнений:

$$\begin{aligned} \left[\frac{\partial}{\partial q_l} I(u_h) \right] &= \frac{d}{dq_l} (\Pi - W) = \\ &= \frac{\partial}{\partial q_l} \left\{ \frac{1}{2} \int_{\Omega} \left[B \sum_{i=1}^L q_i \varphi_i(x) \right]^T \times D \left[B \sum_{i=1}^L q_i \varphi_i(x) \right] d\Omega - \int_{\Omega} \sum_{i=1}^L f q_i^T \varphi_i d\Omega \right\} = Kq - P = 0 \end{aligned} \quad (7.5)$$

при $l=1,2,\dots,L$.

По найденным из (7.5) значениям q_l на основе (7.4) определяется функция перемещений по области системы, а по ней на основе известных соотношений теории упругости и другие компоненты напряженно-деформированного состояния.

Расчленение системы на конечные элементы, выполненное на первом этапе расчета, дает возможность представить потенциальную энергию деформаций Π и работу внешних сил W в виде сумм по отдельным элементам:

$$\Pi = \sum_r \Pi_r, \quad W = \sum_r W_r. \quad (7.6)$$

Это позволяет составлять элементы матрицы K и вектора P из отдельных компонентов. Так, lj элемент матрицы K и l элемент вектора P определяются по формулам

$$K_{lj} = \sum_{r \in lj} K_{ljr}; \quad P_l = \sum_{r \in l} P_{lr}, \quad (7.7)$$

где $r \in lj$, $r \in l$ (у знака суммы) – суммирование по всем элементам, содержащим l и j

узловые неизвестные; K_{ljr} , P_{lr} – компоненты матрицы жесткости и вектора узловых сил r – конечного элемента.

Эти компоненты получаются из подстановки уравнений (7.6) в (7.5) и выделения lj слагаемого из выражения для потенциальной энергии деформации, а также l слагаемого из выражения для работы внешних сил для r конечного элемента, т. е.:

$$K_{ljr} = \int_{\Omega_r} (B\varphi_l)^T DB(\varphi_j) d\Omega_r; \quad (7.8)$$

$$P_{lr} = \int_{\Omega_r} \varphi_l^T f d\Omega_r. \quad (7.9)$$

Таким образом, МКЭ дает возможность строить разрешающую систему уравнений (7.5) на основе рассмотрения каждого отдельного конечного элемента, что очень удобно в реализации и является важным достоинством метода.

Систему уравнений (7.5) $Kq-p=0$ можно трактовать как уравнение равновесия. Ее аналогом в строительной механике стержневых систем является каноническая система уравнений метода перемещений. Выражение (7.8) для получения компонентов матрицы жесткости было получено из функционала Лагранжа, однако его можно получить и из принципа возможных перемещений, как это практикуется в строительной механике стержневых систем, т. е.

$$K_{ljr} = \int_{\Omega_r} \varepsilon_l' \sigma_j d\Omega_r,$$

где ε_l' , σ_j - деформации и напряжения элемента, соответствующие единичному значению $l(j)$ степени свободы.

Выражение (7.9) для получения компонентов вектора P в строительной механике стержневых систем трактуется как процедура приведения местной нагрузки к узловой.

Таким образом, процедура решения задачи по МКЭ полностью соответствует методам строительной механики стержневых систем. Некоторое отличие можно проследить только в процедуре составления матрицы жесткости: для МКЭ всегда используется формула (7.8), для стержневых систем матрица жесткости часто строится из других соображений. Правда, стержневые системы имеют одну особенность: гипотеза плоских сечений, лежащая в основе их расчета, с одной стороны, обуславливает совместность конечных элементов, с другой стороны, порождает дифференциальный оператор задачи. Поэтому здесь появляется возможность подобрать такие базисные функции, которые, с одной стороны, являются решением однородного дифференциального уравнения, с другой стороны, дают возможность построить совместные конечные элементы. МКЭ в этом случае для стержневых систем будет точным методом в смысле точного решения дифференциальных уравнений.

Вместе с тем можно привести примеры, когда есть смысл для стержневых систем использовать аппарат МКЭ по выбору базисных функций. В [3] приведены примеры построения матриц жесткости стержня, работающего в условиях стесненного кручения и стержня на грунтовом основании. Для таких задач были применены приближенные базисные функции и получены оценки погрешности приближенного решения.

Таким образом, глубокая связь МКЭ с методами строительной механики стержневых систем может оказать взаимное положительное влияние. С одной стороны, МКЭ может использовать богатый опыт методов расчета стержневых систем, с другой стороны, в необходимых случаях имеется возможность проводить приближенное построение матриц жесткости стержней с использованием приемов МКЭ с последующей оценкой сходимости на основе хорошо разработанного математического аппарата МКЭ.

Характерным примером такого взаимного обогащения является то, что в основе принятия большинства базисных функций МКЭ лежат полиномы, заимствованные из стержневых систем:

- полилинейные полиномы – для конечных элементов плоского напряженного состояния, аналог линейной функции для сжато растянутого стержня
- балочные полиномы – по граням конечных элементов плит – аналог кубического полинома для изгибаемого стержня.

Кроме того, практически идентичность этих методов открывает возможность построения комбинированных моделей стержневых и пластинчатых систем (до появления МКЭ расчет стержневых систем был прерогативой методов строительной механики, а расчет пластинчатых систем – методов теории упругости), столь характерных для конструкций высотных зданий.

7.2 Выбор базисных функций

После выбора системы базисных функций $\{\varphi_i\}$ процедура МКЭ представляется достаточно формализованной. Выбор же $\{\varphi_i\}$ – самый ответственный этап, так как он определяет сходимость метода, точность решения задачи, разрешимость системы (7.5). Мнение о том, что наглядность МКЭ позволяет достаточно просто строить координатные функции из чисто физических соображений, на основе интуиции и т.п., может привести к грубым ошибкам. Вместе с тем имеется аппарат, позволяющий правильно законструировать или проверить выбранные координатные функции с точки зрения сходимости решения, обусловленности системы (7.5) и других факторов.

В работе [3] приводится подробное рассмотрение этого аппарата, даны примеры обоснованного построения матриц жесткости для всех классов задач (стержневые системы, плиты, балки-стенки, оболочки, конструкции на упругом основании, массивы). Ниже приводятся только основные положения этого аппарата.

Расчленение системы на конечные элементы дает возможность использовать рассмотрение отдельных конечных элементов не только для построения разрешающей системы (7.5), т.е. для практического решения задачи, но и для теоретических

исследований координатных функций, абстрагируясь при этом от геометрии рассматриваемой области, граничных условий, нагрузки. Это обуславливает введение понятия «тип конечного элемента», который характеризуется набором степеней свободы, видом координатных функций, геометрией области Ω_r , классом решаемых задач (видом оператора A), для которых он предназначен. Координатные функции на r конечном элементе могут быть введены в явном или неявном виде.

В первом случае каждой jr степени свободы ставится в соответствие jr аппроксимирующая функция, т.е. аппроксимация имеет вид:

$$u_h(x) = \sum_{jr=1}^{nr} q_{jr} \varphi_{jr}(x); \quad x \in \Omega_r, \quad (7.10)$$

где nr - общее число степеней свободы относящихся к r конечному элементу с областью Ω_r .

Во втором случае аппроксимация задается степенным полиномом, т.е. в виде

$$u_h(x) = a_{1r} \psi_{1r} + a_{2r} \psi_{2r} + a_{jr} \psi_{jr} + \dots + a_{mr} \psi_{mr}; \quad x \in \Omega_r; \quad (7.11)$$

где a_{jr} и ψ_{jr} ($jr=1, 2, \dots, mr$) - коэффициенты и степенные функции.

Степени свободы q_{jr} связаны с коэффициентами a_{jr} соотношением

$$q_r = Va_r; \quad a_r = V^{-1}q_r.$$

Матрица V строится, как правило, из соображений, что при подстановке в полином координат определенного узла величина u_h должна принимать значение узлового неизвестного q в этом узле. Для однозначного перехода от q_r к a_r и наоборот необходимо, чтобы матрица V была квадратной, т.е. $nr=mr$. Это достигается за счет варьирования числа членов в полиноме, которое производится с учетом удовлетворения координатными функциями определенных требований, рассматриваемых ниже.

Тождественность МКЭ и вариационно-разностных методов была показана в отечественных [5] и зарубежных [8, 9] работах. Взаимосвязь этих методов создает теоретические основы для выбора и оценки базисных функций МКЭ. Так, на основе работы [10] можно сформулировать требования, которым должны удовлетворять функции φ_i , чтобы обеспечить сходимость МКЭ:

1) система базисных функций $\{\varphi_i\}$ должна принадлежать энергетическому пространству H_A дифференциального оператора задачи A . Это означает, что наряду с удовлетворением главным граничным условиям представление разрешающей функции u должно обеспечить существование по всей области Ω тех перемещений и их производных, которые входят в функционал (7.2);

2) функции φ_l должны быть линейно независимы. Это требование необходимо для разрешимости системы (7.5);

3) система базисных функций $\{\varphi_l\}$ должна быть полна в энергетическом пространстве оператора A . Это означает, что функции (7.4) при неограниченном сгущении сетки могут аппроксимировать в энергетическом смысле любые возможные перемещения по области Ω с любой заранее заданной степенью точности.

Таким образом, теоретическое обоснование функций φ_l может быть сведено к их проверке на удовлетворение перечисленным выше требованиям.

Принадлежность к энергетическому пространству оператора A устанавливается существованием компонентов напряженно-деформированного состояния, которые входят в соответствующий функционал. Так, для трехмерного и плоского напряженного состояния дифференциальный оператор A имеет второй порядок, в функционал Лагранжа входят первые производные по перемещениям. Поэтому для их существования необходимо обеспечить непрерывность перемещений по области системы. Из тех же соображений при решении задач изгиба плит или оболочек (порядок дифференциального оператора – 4) необходимо обеспечить непрерывность как перемещений, так и их первых производных (угловых перемещений).

По области конечных элементов, как правило, это требование удовлетворяется автоматически, поэтому проверять надо неразрывность соответствующих компонентов только по линиям контактов конечных элементов. В связи с этим элементы, координатные функции которых удовлетворяют этому условию, называются совместными.

Линейная независимость координатных функций проверяется достаточно легко и, как правило, выполняется для МКЭ автоматически.

Для проверки полноты необходимо установить порядок p полинома, который выражается линейными комбинациями базисных функций, и в случае $p \geq m$ ($2m$ - порядок дифференциального оператора A) третье требование выполняется. В работе [12] получено соотношение, позволяющее определить p для произвольных сеток и наборов степеней свободы в узлах.

Если координатные функции φ_l удовлетворяют всем трем перечисленным выше требованиям, то сходимость МКЭ оценивается аналогично вариационно-разностным методам.

На основе теорем об оценках погрешности интерполяции функций степенными полиномами в работе [6] показано, что

$$\|u - u_h\|_{L_2} \leq ch^{tu}, \quad \|\sigma - \sigma_n\|_{L_2} \leq ch^{t\sigma} \quad (7.12)$$

где u, u_h – точное и приближенное решения; h – максимальный диаметр элементов;

c - константа, измеряющая погрешность, $\|\cdot\|_{L_2}$ - норма в пространстве L_2 , дискретный

аналог
$$\sqrt{\sum_i^L (u_i - u_{ih})^2}.$$

t_u и t_σ - порядок сходимости по перемещениям и напряжениям, зависящим согласно [7] от порядка аппроксимации p и порядка дифференциального оператора A

σ , σ_h - соответственно точное и приближенное значения напряжений.

Приведенные оценки имеют не только чисто теоретическое значение, но могут оказаться полезными при практических расчетах, например, если интересует вопрос, как далеко полученное приближенное решение отстоит от точного.

7.3 Оценка приближенного решения

Приведем методику оценки приближенного решения на основе оценок (7.12) для конкретного численного примера.

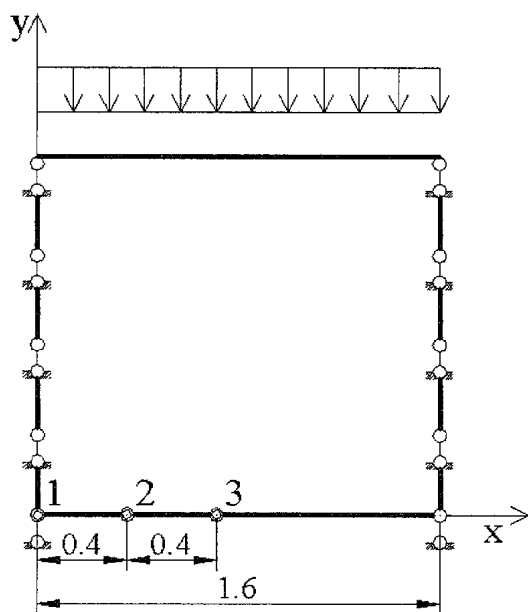


Рис. 7.2

Рассчитаем жестко подвешенную прямоугольную балку-стенку под равномерно распределенную нагрузку $p=500 \text{ тс/м}$, приложенную к верхней грани (рис. 7.2). Модуль упругости материала $E=2 \cdot 10^6 \text{ тс/м}^2$, коэффициент Пуассона $\nu=0,15$; толщина конструкции $\delta=0,1 \text{ м}$.

Для решения этой задачи по МКЭ использовался прямоугольный конечный элемент плоского напряженного состояния с полилинейными базисными функциями. В [3] показано, что для этого конечного элемента в (7.12) $t_u=2$, а $t_\sigma=1$.

Решение этой задачи в рядах с высоким порядком сходимости для некоторых точек области приведено в графе 5 табл. 7.1. В графах 6, 7, 8, 9 приведены значения перемещений и напряжений для трех точек нижней грани, полученные решением по МКЭ для различной густоты сетки. Как и следовало ожидать, порядок сходимости для перемещений составляет h^2 , а для напряжений h , так как с удвоением густоты сетки разность между точным и приближенным решением для перемещений уменьшается примерно в 4 раза, а для напряжений примерно в 2 раза.

Табл. 7.1

№ точки	Координаты узлов		Вид перемещений и напряжений	Решение в рядах с точностью до пяти значащих цифр	Решение по МКЭ при расчетной сетке			
	x	y			4×4	8×8	16×16	32×32
1	0	0	u	-0,71927	-0,5808	-0,6808	-0,7093	-0,7167
2	0,4	0	u	-0,50801	-0,4107	-0,4812	-0,5011	-0,5062
			v	+0,67233	+0,5555	+0,6204	+0,6641	+0,6702
3	0,8	0	v	+0,94990	+0,7857	+0,9053	+0,9385	+0,9470
2	0,4	0	σ_x	264,82	190,27	228,00	246,80	255,8
3	0,8	0	σ_x	374,31	268,98	321,99	348,12	361,2

Примечание: величины перемещений даны в мм, а напряжений – в $кгс/см^2$.

Ввиду гладкости граничных условий, нагрузки и области системы не следует ожидать наличия каких-либо сингулярностей, в связи с чем, оценка (7.12) в данном случае окажется достаточно правомерной. Из данного примера видно, что если точное решение и неизвестно, то на основе оценки (7.12) и двух расчетов, например на сетке 4×4 и 8×8 , можно составить представление о точном решении. Так, для точки 3 при сетке 4×4 $v_{4 \times 4} = -0,7857$, а при сетке 8×8 $u_{8 \times 8} = -0,9053$. Разность между ними составляет 0,1196. Можно ожидать, что при следующем двойном сгущении сетки эта разность уменьшится в 4 раза, т.е. $v_{16 \times 16} = +0,9053 + 0,25 \times 0,1196 = 0,9352$, а $v_{32 \times 32} = +0,9352 + 0,25 \times (0,9352 - 0,9057) = +0,9427$. Продолжать этот ряд можно выяснять точные пределы, в которых лежит точное значение этого перемещения.

Имеется другой, по-видимому, более короткий путь оценки точного решения основанный на перенесении на МКЭ экстраполяции Ричардсона для разностных схем, которая обоснована и исследована в работе [14]. Продемонстрируем эту идею на вышеприведенном примере.

Уточненное решение \tilde{y} ищется в виде:

$$\tilde{y} = C_1 u_1 + C_2 u_2$$

где u_1 и u_2 – решения, полученные при последовательном сгущении сетки (для вышеприведенного примера для вертикального перемещения точки 3 – $u_1 = v_{3,4 \times 4} = 0,7857$, а $u_2 = v_{3,8 \times 8} = 0,9053$).

C_1 и C_2 находятся из системы уравнений:

$$C_1 + C_2 = 1$$

$$C_1 h_1' + C_2 h_2' = 0$$

Для вышеприведенного примера $t=2$ (порядок сходимости прямолинейного конечного элемента по перемещениям), а $h_2=0.5h_1$, (т.е. сетка сгущалась в 2 раза).

$$C_1 + C_2 = 1$$

$$C_1 h_1' + C_2 (0.5h_1)^2 = C_1 + 0.25C_2 = 0$$

получим $C_1 = -\frac{1}{3}$; $C_2 = \frac{4}{3}$.

Таким образом

$$\begin{aligned} \tilde{v} &= -\frac{1}{3} v_{4 \times 4} + \frac{4}{3} v_{8 \times 8} = v_{8 \times 8} + \frac{1}{3} (v_{8 \times 8} - v_{4 \times 4}) = +0,9053 + \frac{1}{3} (0,9053 - 0,7857) = \\ &= 0,9053 + 0,03987 = 0,9452 \end{aligned}$$

Если взять значения v для более густых сеток, т.е. $u_1 = v_{16 \times 16} = 0,9385$, а $u_2 = v_{32 \times 32} = 0,9470$, то $\tilde{v} = 0,9470 + \frac{1}{3} (0,9470 - 0,9385) = 0,94983$, т.е. практически точное решение.

Использование оценок (7.12) для оценки сходимости в отдельных точках для данной задачи, дало хорошие результаты в связи с тем, что здесь отсутствовали какие-либо сингулярности. На практике сингулярность всегда присутствует: контур с входящими углами, точечные опоры и нагрузки, резкое изменение толщины пластины и т.п.

В работе [3] анализируется возможность оценки сходимости в отдельных точках, даже при наличии отдельных сингулярностей в геометрии, граничных условиях и нагрузке. В этой же работе приводится сравнение различных типов конечных элементов с точки зрения точности решения и количества необходимых вычислений, а также приводятся конкретные численные примеры оценки точности.

В таблице 7.2 приведены некоторые сведения о конечных элементах, наиболее часто используемых при расчете конструкций высотных зданий.

Порядок сходимости, приведенный в графах 3, 4, может быть использован для оценки приближенного решения по вышеприведенной методике.

Табл. 7.2

Тип конечного элемента	Моделируемая группа усилий	Порядок сходимости		Тип базисных функций	Степени свободы
		t_u	t_σ		
1	2	3	4	5	6
Стержень	изгибающие моменты	точное	точное	балочные	u, v, w α, β, γ
	нормальные усилия	точное	точное	линейные	
Треугольный элемент плиты	изгибные	1	1	балочные*	w, α, β
Прямоугольный элемент плиты (Клафа)	изгибные	2	1	балочные*	w, α, β
Треугольный элемент балки-стенки	мембранные	2	1	полилинейные	u, v
Прямоугольный элемент балки-стенки	мембранные	4	2	полилинейные	u, v
Треугольный элемент оболочки	изгибные	2	1	балочные*	w, α, β
	мембранные	2	1	полилинейные	u, v
Прямоугольный элемент оболочки	изгибные	2	1	балочные*	w, α, β
	мембранные	4	2	полилинейные	u, v
Треугольный элемент плиты на упругом основании	изгибные	2	1	балочные*	w, α, β
Прямоугольный элемент плиты на упругом основании	изгибные	2	2	балочные*	w, α, β
Стержень на упругом основании	изгибные	4	2	балочные	u, v, w α, β, γ
Стержень с учетом сдвига	изгибные	4	2	балочные	u, v, w α, β, γ

Примечание к табл. 7.2

1. u, v, w (α, β, γ) обозначают линейные (угловые) перемещения по направлениям (относительно) осей x, y, z .
2. Под балочными функциями понимается функция перемещений аналогичная перемещениям по длине стержня от единичных перемещений его концов.

* Имеется в виду, что балочные функции реализуются только на контуре этих элементов

7.4 Рекомендации по выбору типов конечных элементов

При решении практических задач часто возникают вопросы, связанные с выбором типа элемента. Ведь для решения одной и той же задачи (например, изгиба плиты) существует целый набор конечных элементов, имеющих различные свойства.

К сожалению, в программных комплексах могут встречаться конечные элементы, не имеющие сходимости (конечный элемент плиты Пшеменицкого, треугольник Зенкевича и др.), т. е. при сгущении сетки как будто бы имеется сходимость к какому-то решению, но это решение может отстоять очень далеко от точного. Поэтому при использовании какого-либо программного комплекса пользователь должен убедиться, что для всех КЭ этого комплекса проведены исследования и получены оценки типа (7.12)* и приведены порядки сходимости по перемещениям и напряжениям.

Опыт показывает, что целесообразнее использовать более высокоточные конечные элементы, т.е. имеющие более высокую (t) оценку погрешности, даже в случае если они имеют расширенный набор узловых неизвестных.

Так, например, конечный элемент Богнера-Фокса-Шмита имеет кроме классического набора узловых неизвестных (w, α, β – вертикальные перемещения и два угла поворота) имеет дополнительное УН $\frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y}$. Порядок сходимости его по перемещениям $t=4$, а по напряжениям (моментам $t=2$) и даже для более разреженных сеток он имеет лучшие показатели, чем элемент Клафа, имеющий три УН (w, α, β). Правда дополнительные УН, как правило, трудны в реализации. Так, например, элемент Богнера-Фокса-Шмита можно использовать в случае совпадения глобальной системы координат с местной, в противном случае УН $\frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y}$ порождает другие типы УН ($\frac{\partial^3 w}{\partial^2 x \partial y}, \frac{\partial^3 w}{\partial x \partial y^2}$ и т.п.). Но даже в рамках классического набора степеней свободы можно выбирать более точные конечные элементы, например, четырехугольные элементы плиты и балки-стенки предпочтительнее треугольных.

Это очень важно, так как при увеличении общего количества неизвестных L обусловленность матрицы K ухудшается, а это может привести к невозможности достижения заданной точности, хотя порядок аппроксимации для используемых типов элементов может обуславливать эту точность. Критерием обусловленности матрицы K может служить спектральное число обусловленности $a(K)$. Чем хуже обусловленность, тем больше $a(K)$. В работе [5] дается оценка $a(K)$, которая при равномерной сетке имеет вид:

$$a(K) = h^{-2m}. \quad (7.13)$$

Из оценки (7.13) видно, что при конкретных расчетах больших задач лучше использовать элементы с большими h (т.е. надо избегать чрезмерно густых расчетных

* В ПК ЛИРА и ПК МОНОМАХ использованы только те конечные элементы, для которых получены строгие математические оценки сходимости.

сеток), а заданную точность достигать за счет более высокого порядка аппроксимации. Следует отметить, что на обусловленность влияют и факторы, связанные с процессом интерполяции на элементе. Так, в работе [5] решение плоской задачи теории упругости при линейной интерполяции на треугольнике оценивается:

$$a(K) \cong \frac{1}{\sin^3 \alpha_{\min}} h^{-2}, \quad (7.14)$$

где α_{\min} – минимальный угол треугольника.

Из (7.14) видно, что при $\alpha_{\min} \rightarrow 0$ обусловленность неограниченно ухудшается. Для прямоугольной сетки аналогом α_{\min} является отношение меньшей стороны элемента к большей. Поэтому при назначении расчетной сетки предпочтение нужно отдавать равносторонним элементам.

7.5 Компьютерные модели комбинированных систем, характерных для конструкций высотных зданий

При составлении компьютерной модели комбинированных систем (плита, подпертая ребрами, плоские или пространственные рамно-связевые системы, плита, опирающаяся на вертикальные стержни, балка-стенка, опирающаяся на плиту или наоборот и мн. др.) могут возникнуть различные трудности. Пример этих трудностей и пути их преодоления был рассмотрен в разделе 4, хотя на первый взгляд их могло бы и не быть, так как и узловые неизвестные и базисные балочные функции для конечных элементов плиты и изгибаемого стержня совпадают. Трудности другого порядка возникают при стыковке конечных элементов, имеющих различные базисные функции или различный набор узловых неизвестных.

Стыковки рамного стержня с диафрагмой

Здесь трудности обусловлены тем, что конечные элементы плоского напряженного состояния (балки-стенки) не имеют степени свободы соответствующей углу поворота относительно оси ортогональной плоскости диафрагмы. Попытки ввести эти степени свободы, например, в виде $\frac{\partial u}{\partial y} - \frac{\partial v}{\partial x}$, ни к чему не приводили, так как конечные элементы с

такого типа степенями свободы не имели сходимости. Поэтому узел А (рис. 7.3 а) без каких-либо дополнительных мер будет для стержня шарнирным. Для организации защемления рамного стержня в теле диафрагмы можно рекомендовать введение дополнительного стержня между узлами А и В. с одной стороны введение такого стержня будет вносить некоторые возмущения в локальной области диафрагмы в районе узла А, но с другой стороны в ряде случаев это будет моделировать конструктивное решение узла (заведение арматуры примыкающего стержня с целью её анкеровки).

Опираание плиты на точечную опору

Такого же типа проблема возникает в задаче опираания плиты на одиночную колонну при необходимости восприятия крутящих воздействий относительно вертикальной оси колонны. В этом случае можно рекомендовать введение абсолютно жестких вставок

(рис. 7.2 б) А – В, жестко связанного со стержнем колонны.

Вместо вставок kc , kd , kb , ka можно применить абсолютно жесткое тело $kabcd$, обеспечив кинематическую связь между его узлами*.

Такое решение с одной стороны, решает проблему учета «тела» колонны, т.е. «срезки» пика моментов, возникающего при моделировании опирания на колонну как на точечную опору. С другой стороны, обеспечивает восприятие колонной крутящих деформаций. В большинстве же случаев, когда имеется по крайней мере хотя бы две колонны, этого не требуется, т.к. в этом случае крутящий момент от деформаций в плоскости плиты будет восприниматься парами поперечных сил в колоннах, а крутящие моменты в этих случаях будут пренебрежимо малы и их наличие просто можно не учитывать (эффект пренебрежения моментами в законструированных жестких узлах ферм, когда в расчет были введены шарнирные узлы).

Аналогичный эффект наблюдается при моделировании диафрагм конечными элементами плоского напряженного состояния, которые не сопротивляются деформациям ортогональным плоскости элементов, хотя на самом деле плиты перекрытий, как правило, жестко связаны с диафрагмами и в последних возникают изгибающие моменты.

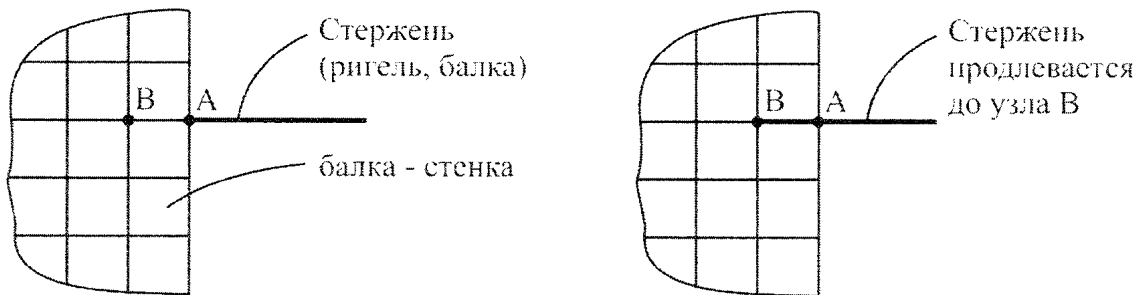
Опираение плиты на стену (диафрагму)

В этом случае необходимо иметь ввиду, что вдоль верхнего канта диафрагмы имеет место нестыковка базисных функций КЭ плиты (балочные функции) с базисными функциями КЭ плоского напряженного состояния, моделирующими работу диафрагмы (полилинейные функции – см. рис. 7.2 в). такие нестыковки не являются препятствием для адекватности расчетной схемы, так как при сгущении сетки параметры НДС плиты и диафрагмы будут приближаться к точному решению (конечно, при использовании «правильных» конечных элементов), а совместность работы плиты и диафрагмы будут обеспечиваться одинаковыми линейными перемещениями в узлах стыковки.

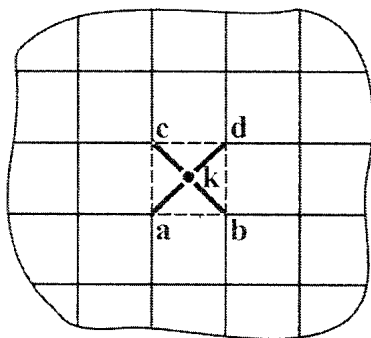
Такого типа несоответствия могут достаточно часто встречаться при составлении конечно-элементных моделей (опирания диафрагм на фундаментную плиту, стыковка законтурных конечных элементов грунтового основания с конечными элементами, находящимися в пределах контура фундаментной плиты и мн. др.). Вместе с тем, как указывалось выше, эти несоответствия не являются препятствием для построения конечно-элементных схем.

* В ПК ЛИРА такого типа жесткие тела вводятся в автоматизированном режиме. Вводимые жесткие тела могут моделировать «тело» колонны любой конфигурации (крестовое, уголковое, тавровое и др.)

а)



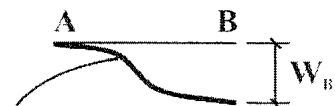
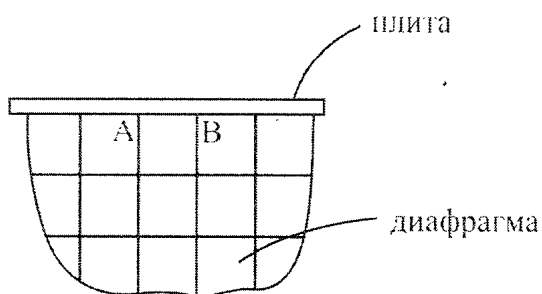
б)



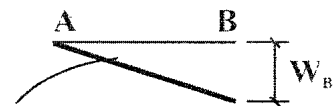
$abcd$ - контур тела колонны

kc, kd, kb, ka - абсолютно жесткие ветавки

в)



базисная "балочная" функция
КЭ плиты, соответствующая
вертикальному перемещению узла В



базисная "линейная" функция
КЭ диафрагмы (плоское
напряженное состояние), соответствующее
вертикальному перемещению узла В

Рис. 7.3

7.6 Краткий обзор современных программных комплексов

В настоящее время существует более сотни программных комплексов, в той или иной степени ориентированных на расчет конструкций. Всех их объединяет реализация МКЭ в перемещениях. Это говорит о том, что ещё не найдена действенная альтернатива МКЭ в перемещениях, хотя этот подход имеет много недостатков (не учитываются граничные условия, отражающие значения усилий и напряжений на границе; сходимости по напряжениям значительно ниже чем по перемещениям, даже в случае если исследователя интересуют параметры НДС в локальной зоне, всё равно необходимо рассматривать конечно-элементную модель всей конструкции и др.) и эйфория характерная для первых этапов развития МКЭ уже давно прошла. Краткие сведения о программных комплексах представлены в табл. 7.2. Информация для этой таблицы в основном взята из Интернет, поэтому в таблице имеется графа, где указаны сайты представленных программных комплексов, на основе которых читатель может самостоятельно получить исчерпывающую информацию о комплексе, который его заинтересовал.

При отборе программных комплексов для сравнения прежде всего авторы руководствовались его ориентацией на строительную область и на возможность массового применения. С одной стороны это объясняется направленностью материала книги, с другой стороны тем, что среди большого количества представленных в Интернет программных комплексов реализующих метод конечных элементов в перемещениях, имеется много разработок, выполненных небольшими группами исследователей (в основном это разработки многочисленных лабораторий американских университетов) и ориентированных на решение узкой научной проблемы, например, проблемы магнитостатики или электромагнетизма переменного тока и т.п.

Поэтому авторы стремились представить в таблице только те комплексы, которые могут представлять интерес для специалиста, профессионала деятельность которого лежит в области расчета и проектирования строительных конструкций.

Этим объясняется состав граф таблицы, которые кроме наименования программного комплекса и адреса сайта, содержат следующую информацию:

- «Полнота библиотеки конечных элементов» – для универсального программного комплекса очень важно, чтобы класс решаемых задач (стержневые системы, комбинированные системы, солид тела) был достаточно представительным.
- «Суперэлементы» – реализация суперэлементного подхода в настоящее время имеет большое значение, в связи с тем, что, как правило, для современных объектов строительства (большепролётные покрытия, высотные здания и т.п.) используется большеразмерная конечно-элементная модель. Так как практически во всех программных комплексах для решения систем линейных уравнений используется метод исключений (Гаусса) и его многочисленные модификации (фронтальный метод, метод Халецкого, метод небоскрёбов, ленточный метод), то количество решаемых уравнений, как правило, ограничивается 200-300 тысячами неизвестных (из-за ухудшения обусловленности матрицы при увеличении количества неизвестных) и суперэлементный подход во многих случаях преодолевает эту проблему.

Табл. 7.3

Наименование программного комплекса	Сайт	Полнота БКЭ	Суперэлементы	Физическая нелинейность	Геометрическая нелинейность	Конструирующая система		Монтаж
						Железобетон	Металл	
STRAP	www.atir.com	+	-	-	-	+	+	-
COSAR	www.femcos.com	+	-	+	-	-	-	-
NASTRAN	www.NENastran.com	+	+	+	+	-	-	-
STRUDL	www.gtstrudl.gatech.edu	+	+	+	+	+	+	-
ANSYS	www.ansys.com	+	+	+	+	-	-	+
LUSAS	www.lusas.com	+	-	-	-	-	-	-
ROBOT	robot-structures.com/fr/	+	-	-	-	+	+	-
CADFEM	www.cadfem.com	+	-	+	+	-	-	-
ADINA	www.adina.com	+	-	+	-	-	-	-
DIANA	www.diana.tno.nl	+	-	+	+	+	+	-
SOLVIA	www.solvias.se	+	-	+	+	-	-	-
LISA	www.lisa-fet.com	+	-	+	+	-	-	-
STAAD	www.staadpro.co.uk	+	+					
MARC	www.marc.com	+	-	+	+	-	-	-
COSMOS	www.cosmosm.com	+	+	+	+	+	+	-
STARK	www.eurosoft.ru	+	+	-	+	+	+	-
ЛИРА	www.lira.com.ua	+	+	+	+	+	+	+

- «Физическая и геометрическая нелинейность» – эта характеристика программного комплекса также очень важна, так как компьютерное моделирование строительных объектов, не имеющих аналогов, обуславливает применение моделей максимально приближенных к действительной работе материала (трещинообразование и ползучесть бетона, существенное изменение геометрии под нагрузкой для таких конструкций как вантовые покрытия, мембраны, тонкостенные бункеры силоса и т.п.).

- «Конструирующие системы – железобетон и металл» – для проектирования строительных конструкций очень важно, чтобы программный комплекс автоматизировал не только статический и динамический расчет, но и автоматизировал ряд операций, связанных с проектированием железобетонных и стальных конструкций. Если реализация конечно-элементной процедуры в настоящее время уже стала уделом отдельных научных работников или даже студентов, то реализация проектных процедур (подбор и проверка сечений железобетонных и стальных элементов как минимум, и выдача рабочих чертежей как максимум) является уделом аналитиков, имеющих большой опыт проектирования и знающих не только набор национальных норм, но и специфику проектирования того или иного региона. Поэтому, если известных программных комплексов, реализующих только конечно-элементную процедуру очень много (как уже указывалось больше сотни), то наличие конструирующих подсистем уже является прерогативой очень небольшого количества разработок, которые уже можно сосчитать по пальцам.

- «Монтаж» – наличие этой процедуры в настоящее время вызывает большой интерес у специалистов, так как процесс возведения сложного сооружения связан с многостадийным изменением конструктивных схем. Причем, каждая стадия возведения может быть определяющей для того или иного конструктивного элемента. Кроме того, эта процедура лежит в основе принятия конструктивных мер, препятствующих прогрессирующему разрушению.

Безусловно, набор сравнительных характеристик недостаточно полон. Так, например, отсутствует такая характеристика, как наличие графической среды пользователя. Авторы подразумевают, что такая среда должна присутствовать в каждом программном комплексе, в противном случае он просто не пригоден для применения.

Анализируя таблицу можно ещё сузить список программных комплексов, с которыми специалисту имеет смысл ознакомиться с целью выбора наиболее приемлемого для своей профессиональной деятельности. Этот список может выглядеть так (в скобках указана страна, в которой базируются разработчики): STRAP (Израиль), NACTRAN, STAAD, STRUDL, ANSYS, COSMOS, ADINA (США), DIANA (Голландия), ROBOT (Франция), STARK (Россия), ЛИРА (Украина).

Для специалиста, занимающегося непосредственно проектированием строительных объектов, безусловно, предпочтительнее будет программный комплекс, имеющий конструирующие подсистемы, в которых реализованы стандарты и нормы того региона, для которого специалист ведёт проектирование.

Американские программы, имеющие конструирующие подсистемы, в основном реализуют нормы США и Канады. Европейские программы, включая программные комплексы STARK и ЛИРА, реализуют Еврокод.

В программных комплексах STARK и ЛИРА реализованы также нормы стран СНГ, поэтому для этого региона именно эти программные комплексы являются наиболее привлекательными.

Программный комплекс МОНОМАХ несколько отличается от направленности и класса решаемых задач универсальных программных комплексов. Он ориентирован на достаточно узкий, хотя и очень востребованный в настоящее время класс задач – каркасные высотные здания и дает возможность придать ему черты интеллектуальной системы, а также значительно расширить возможности конструирующих систем, на основе которых выдаются эскизы рабочих чертежей.

Программный комплекс МОНОМАХ является типичным представителем интеллектуальных проектирующих систем. Он отражает основные тенденции современных САПР, когда непрерывное совершенствование технических платформ и операционных сред приводит к изменению многих концептуальных подходов САПР.

Так, например, в ПК МОНОМАХ пользователь (архитектор, инженер-строитель) оперирует знакомыми ему строительными терминами: стена, плита, колонна, балка, отверстия в плите или стене, нагрузка по площади перекрытия, нагрузка распределения по штампу, опирание на фундамент и т.п. Таким образом, ПК МОНОМАХ позволяет пользователю необязательно быть хорошо знакомым с методом конечных элементов (хотя процессоры ПК МОНОМАХ используют именно этот метод) и не оперировать с конечно-элементными терминами типа элемент, узел, нагрузка в узле, связь в узле и т.п. Это значительно упрощает работу с программным комплексом и ускоряет построение компьютерных моделей объекта.

Кроме того, имеющаяся экспертная система на протяжении всего процесса проектирования сообщает пользователю о правомерности и целесообразности рассматриваемых вариантов: расстановки диафрагм, обеспечивающих жесткость здания на ветровые и сейсмические воздействия; размеры колонн и ригелей; толщины плит перекрытий и фундаментных плит; расстановки свай и т.п.

ПК МОНОМАХ предназначен для автоматизированного проектирования железобетонных конструкций каркасных жилых и гражданских зданий из монолитного железобетона состоит из отдельных информационно связанных программ: КОМПОНОВКА, БАЛКА, КОЛОННА, ФУНДАМЕНТ, ПОДПОРНАЯ СТЕНА, ПЛИТА, РАЗРЕЗ (СТЕНА), КИРПИЧ, ГРУНТ.

В связи с этим технология автоматизированного решения и проектирование конструкций высотных зданий приводимая в следующем разделе основывается на ПК МОНОМАХ с необходимым привлечением в отдельных случаях ПК ЛИРА.

Раздел 8 Технология расчета и проектирования конструкций высотных зданий на основе программного комплекса МОНОМАХ

Программный комплекс МОНОМАХ ориентирован на расчет и проектирование монолитных железобетонных конструкций каркасных высотных зданий. Ориентация на достаточно узкий (хотя и востребованный) класс задач позволила автоматизировать практически весь процесс проектирования, начиная от построения расчетной схемы и заканчивая получением эскизов рабочих чертежей. ПК МОНОМАХ в определенном смысле является интеллектуальной проектирующей системой, так как не требует от пользователя глубоких знаний МКЭ и специфических знаний по работе со сложными расчетными комплексами. ПК МОНОМАХ предоставляет возможность пользователю работать со знакомыми ему объектами – осями, колоннами, отверстиями в плитах и т.п. ПК МОНОМАХ имеет экспертную систему, которая на всех этапах автоматизированного проектирования дает пользователю подсказки об обоснованности принятых им конструктивных решений, таких как размеры колонн, стен, балок, толщина плит, расстановка диафрагм жесткости, обеспечение нормативных прогибов и т.д.

ПК МОНОМАХ может быть использован в двух режимах. Режим многовариантного проектирования на стадии проект, когда в течение нескольких дней можно получить варианты конструктивных схем с различной расстановкой колонн, диафрагм, свай, разной толщиной плит, типом фундаментных конструкций и т.п. И режим выпуска рабочих чертежей, когда создание расчетной схемы, выдача результатов расчета и эскизов рабочих чертежей в ПК МОНОМАХ позволяют получить рациональные проектные решения и в несколько раз сократить сроки создания рабочих чертежей по сравнению с традиционной технологией проектирования, основанной на использовании универсальных расчетных комплексов и графических систем. Ниже технология автоматизированного проектирования конструкций высотных зданий на основе ПК МОНОМАХ представлена в виде пользовательских экранов отдельных ключевых стадий автоматизированного проектирования:

- создание и расчет конструктивной схемы здания в программе **Компоновка** (рис 8.1–8.10);
- автоматизированное проектирование балок в программе **Балка** (рис 8.11, 8.12);
- автоматизированное проектирование колонн в программе **Колонна** (рис 8.13, 8.14);
- автоматизированное проектирование отдельно стоящих фундаментов в программе **Фундамент** (рис 8.15, 8.16);
- автоматизированное проектирование плиты перекрытия и фундаментной плиты в программе **Плита** (рис 8.17–8.24);
- автоматизированное проектирование стены (диафрагмы) в программе **Разрез (Стена)** (рис 8.25–8.28);
- автоматизированное проектирование подпорной стены в программе **Подпорная стена** (рис 8.29);
- автоматизированное проектирование кирпичных стен зданий в программе **Кирпич** (рис 8.30);
- построение модели грунтового основания в программе **Грунт** (рис 8.31–8.32).

Рис. 8.1 **Компоновка.** Работа с сетью и системой координат.

Создание модели начинается с задания сети построения. Линии сети, как правило, это линии строительных осей здания, а также вспомогательные линии, которые облегчат в дальнейшем расстановку конструктивных элементов и расположение нагрузок по базовым узлам на плане здания. Фрагменты сети могут быть заданы как в декартовой, так и в полярной системе координат. Сеть построения может состоять из любой комбинации фрагментов сетей и обеспечивать построение сколь угодно сложных планов.

Для облегчения указания координат элементов при построении схемы предусмотрены функции переноса и поворота начала системы координат.

Схемы этажей с сеткой координационных осей, конструктивными элементами могут быть созданы в AutoCAD и в виде dxf-файлов импортированы программой Компоновка. Также предусмотрен импорт модели здания из ArchiCAD.

Рис. 8.2 **Компоновка.** Расстановка колонн, балок и стен.

Расстановка колонн (прямоугольных, круглых, уголковых, тавровых, крестовых) выполняется на базовых узлах схемы непосредственным указанием курсором одиночной и групповой отметки. Положение местных осей колонн может быть изменено в процессе корректировки. Расстановка балок и стен выполняется на базовых узлах схемы последовательным указанием узлов.

Если необходимый узел на схеме отсутствует, то задаются его координаты относительно текущего положения системы координат.

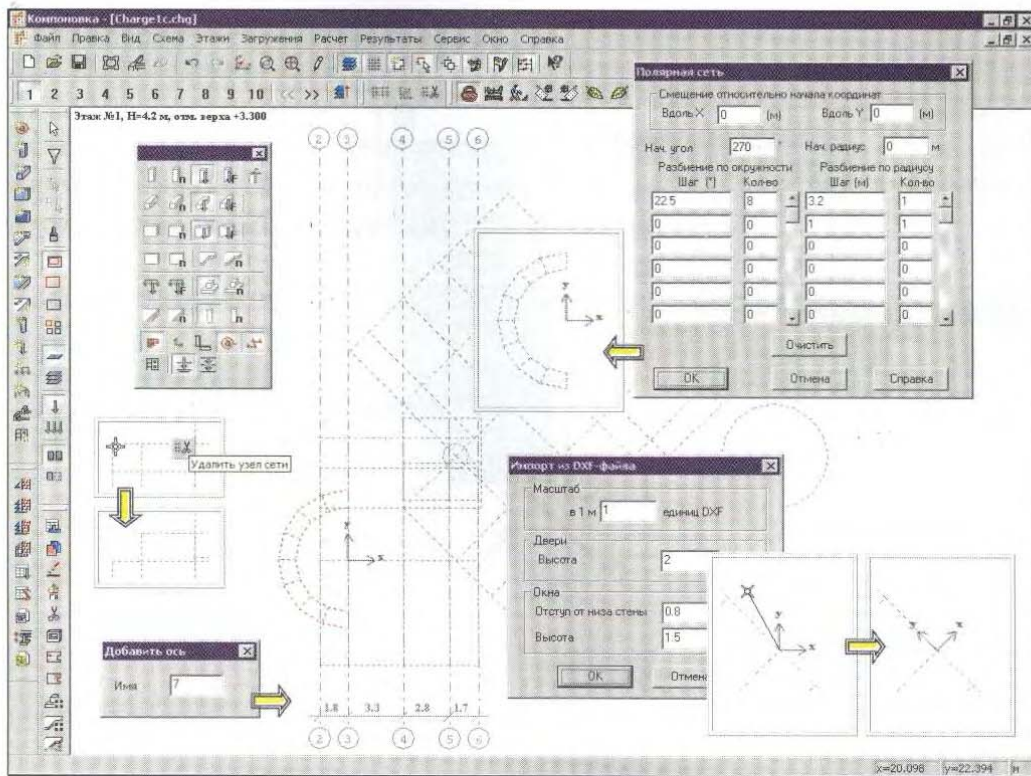


Рис. 8.1 Компоновка. Работа с сетью и системой координат.

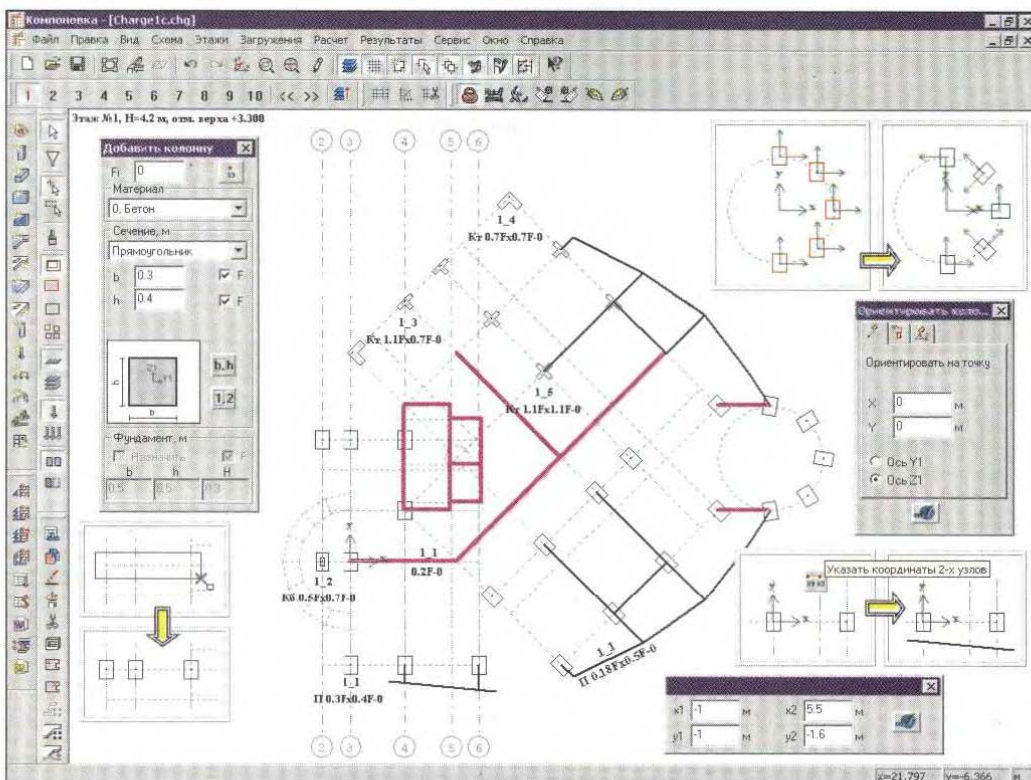


Рис. 8.2 Компоновка. Расстановка колонн, балок и стен.

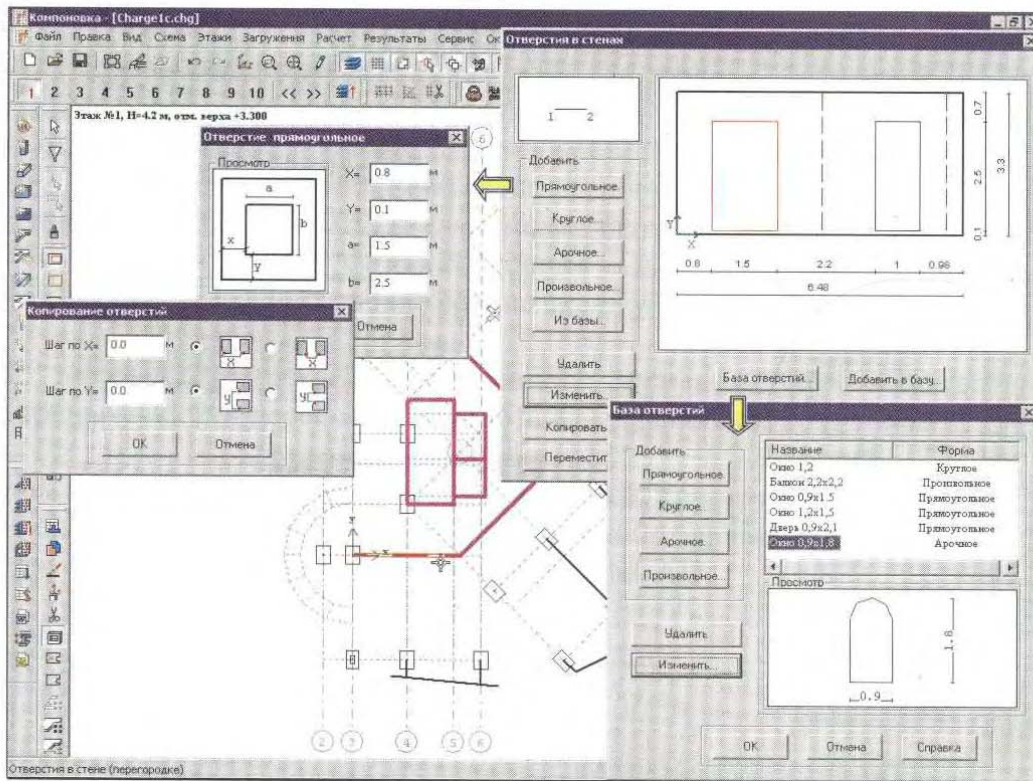


Рис. 8.3 Компоновка. Добавление отверстий в стенах.

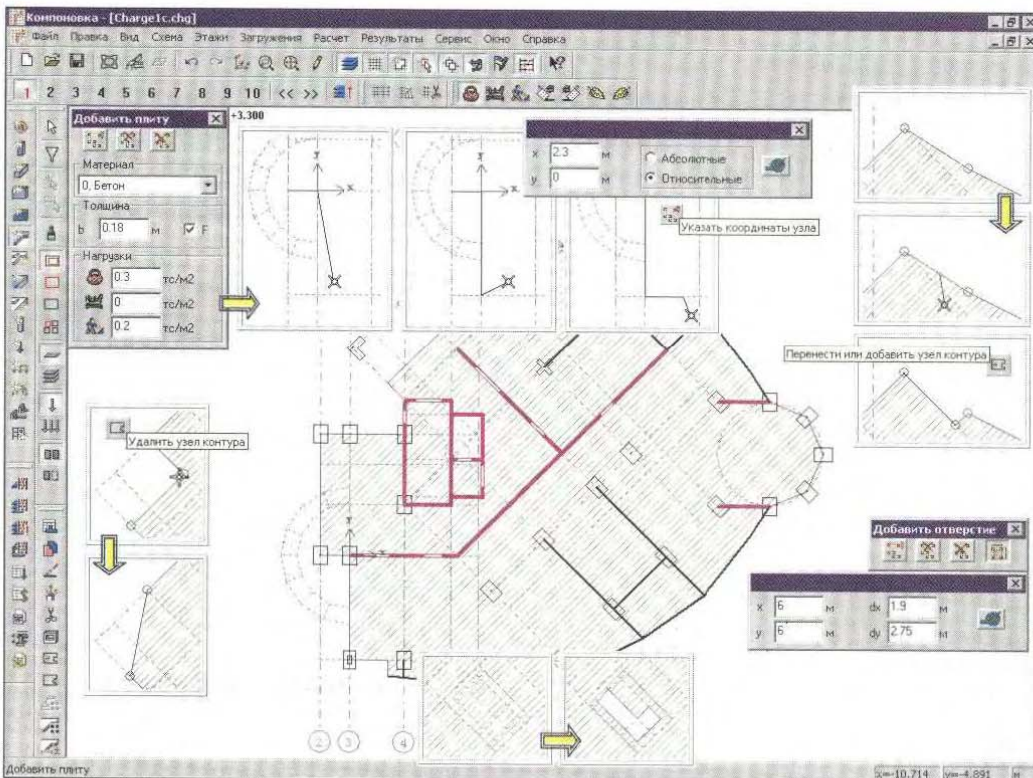


Рис. 8.4 Компоновка. Задание плит перекрытия и отверстий в плитах.

Рис. 8.3 **Компоновка.** Добавление отверстий в стенах.

Отверстия в указанной на схеме стене задаются в окне диалога. Выбирается нужная форма отверстия, задаются его параметры и привязка отверстия в плоскости стены. Отверстия можно копировать и перемещать в пределах стены.

Для задания одинаковых отверстий в стенах здания, в том числе и сложных, формируется база отверстий.

Рис. 8.4 **Компоновка.** Задание плит перекрытия и отверстий в плитах.

Создание контуров плит и отверстий в плитах выполняется на базовых узлах схемы последовательным указанием узлов.

Если необходимый узел на схеме отсутствует, то задаются его координаты относительно текущего положения системы координат или последнего заданного узла контура.

В процессе корректировки контура можно добавлять новые, перемещать или удалять существующие узлы. С помощью механизма корректировки можно добавлять, переносить или удалять свесы, балконы, лоджии, эркеры, отверстия в плитах, изменять контуры плит и отверстий в плитах.

Рис. 8.5 Компоновка. Задание нагрузок на плиты перекрытия.

Распределенная по всей площади плиты нагрузка задается в момент создания плиты. Дополнительно могут быть заданы штампы нагрузок произвольной формы, а также линейно распределенные и сосредоточенные нагрузки.

В постоянном, длительном и кратковременном загрузениях, кроме вертикальных нагрузок, могут быть заданы горизонтальные нагрузки, например, нагрузки, моделирующие боковое давление грунта.

Нагрузки от несущих ограждающих конструкций могут быть заданы в виде линейно распределенной нагрузки или в виде конструктивного элемента (перегородки) с указанием материала. В этом случае конструктивный элемент отображается на схеме и нагрузка от него определяется автоматически. Материал перегородок выбирается из базы материалов и может быть произвольным.

Рис. 8.6 Компоновка. Расчет перекрытия этажа. Просмотр результатов в 3D.

В начале расчета выполняется диагностика топологии схемы, что позволяет на ранних этапах ее создания устранить имеющиеся ошибки, такие как наложение и совпадение элементов, отсутствие необходимых опор и прочее. Расчет перекрытия этажа предназначен для сбора вертикальных нагрузок с плит перекрытия на опорные элементы – колонны, балки, стены.

Этот расчет, как и остальные в серии расчетов, производится на основе конечно-элементной схемы, которая формируется автоматически и скрыта от пользователя.

Нагрузки, полученные в результате расчета, отображаются на плане, а также в различных аксонометрических видах всего здания или его части.

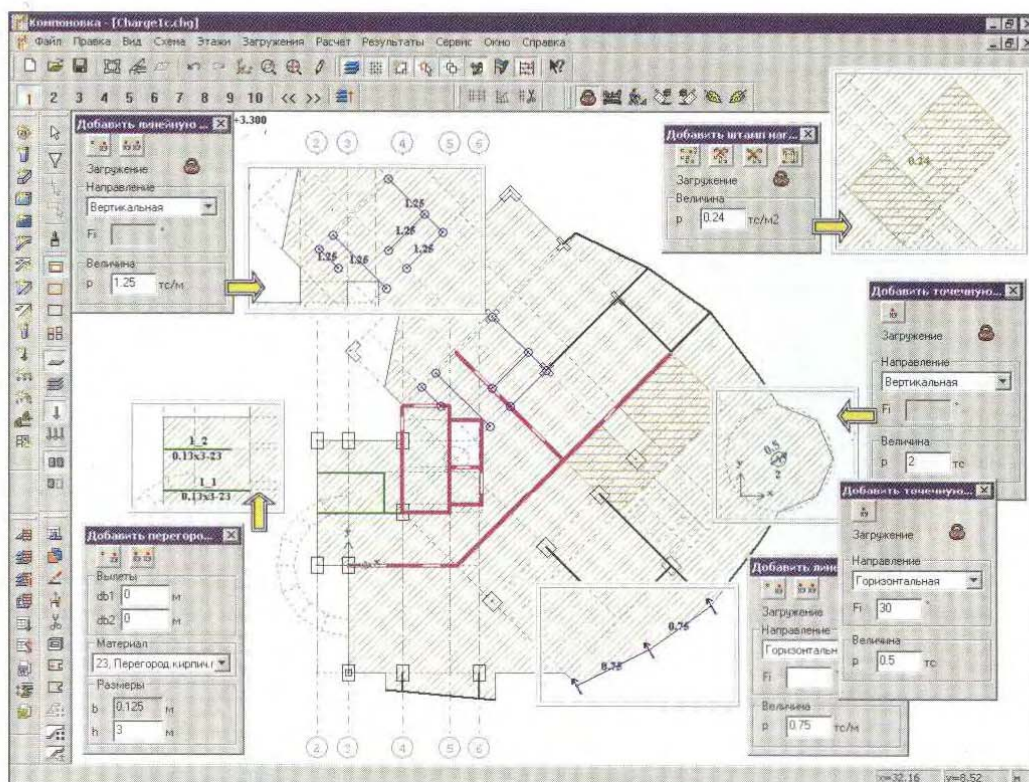


Рис. 8.5 Компоновка. Задание нагрузок на плиты перекрытия.

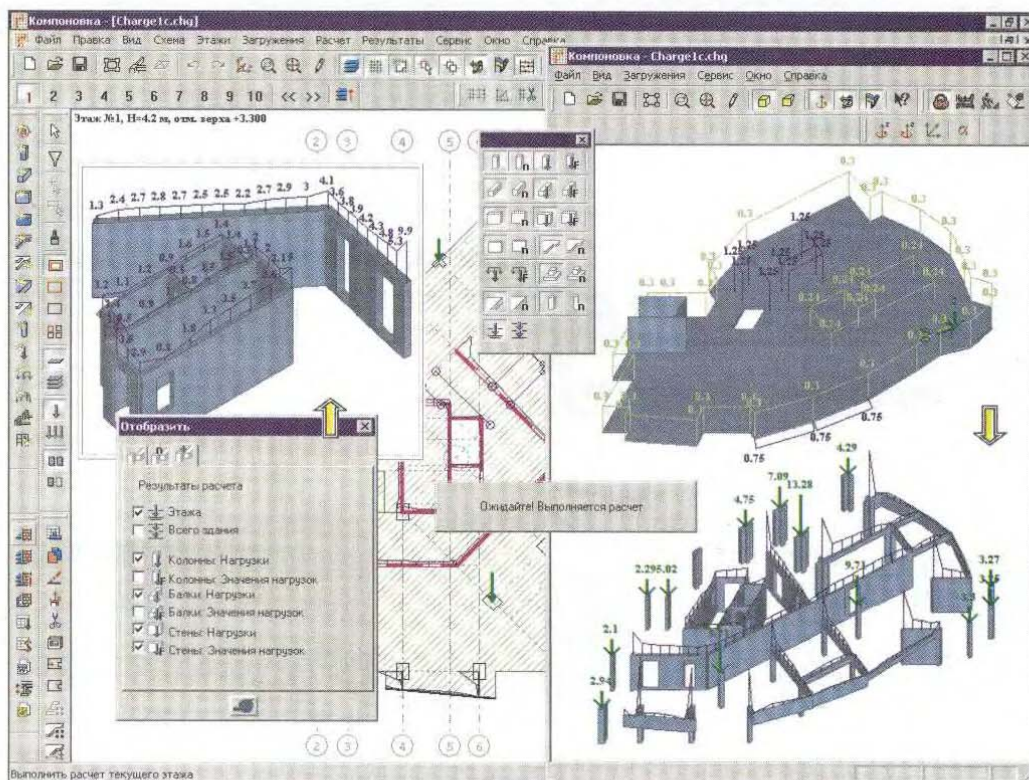


Рис. 8.6 Компоновка. Расчет перекрытия этажа. Просмотр результатов в 3D.

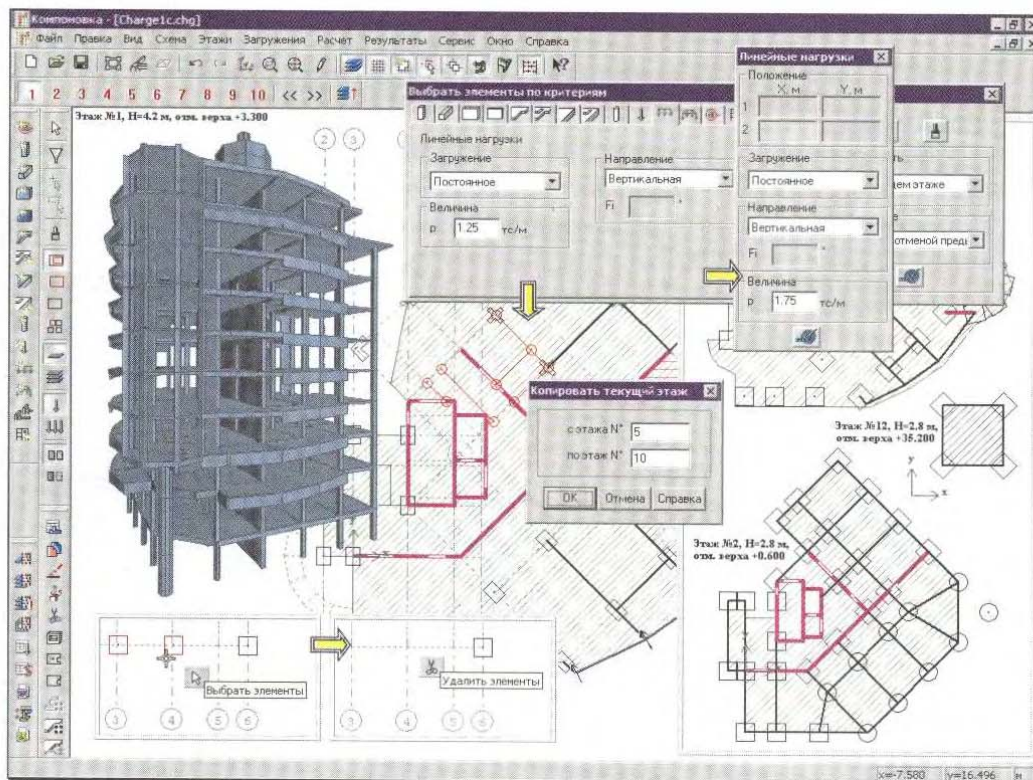


Рис. 8.7 Компоновка. Копирование и редактирование этажей.

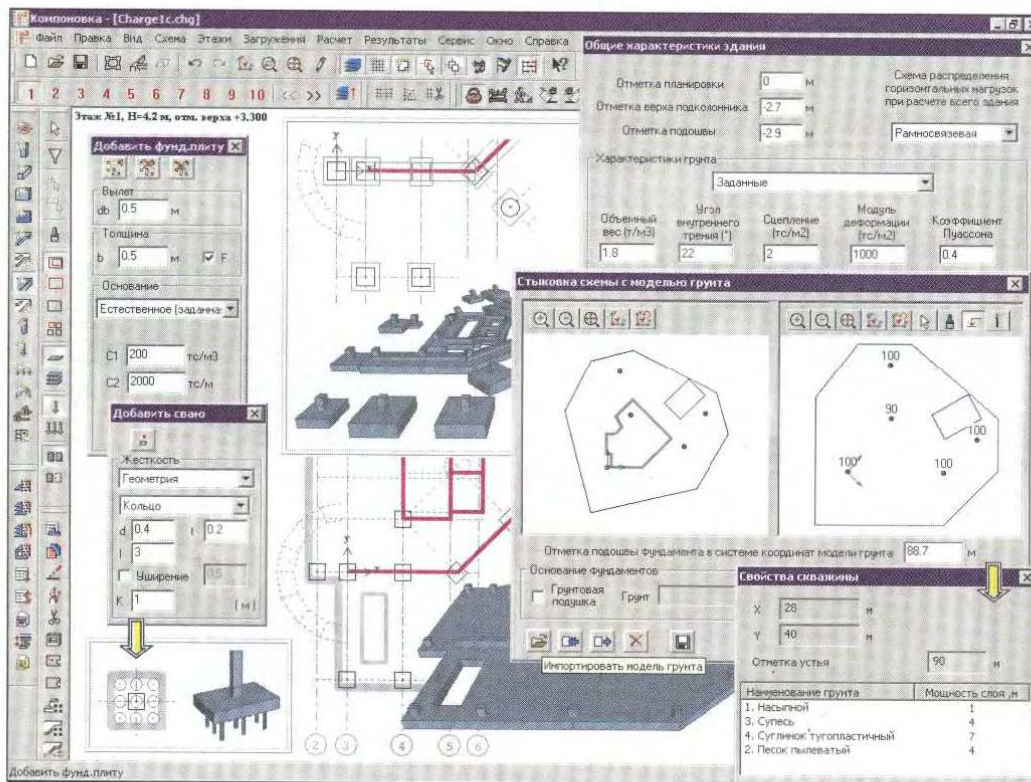


Рис. 8.8 Компоновка. Задание фундаментов и фундаментных плит.

Рис. 8.7 **Компоновка.** Копирование и редактирование этажей.

Многоэтажная модель, как правило, создается по такой схеме: задается схема типового этажа, затем выполняется копирование текущего этажа на другие, имеющие подобную схему. Изменения на этажах вносятся в процессе корректировки. Нетиповой этаж может быть задан «с нуля».

Для корректировки нужно вначале выбрать элемент или группу элементов на схеме, а затем выполнить их корректировку. Предусмотрены такие возможности редактирования как изменение свойств элементов и нагрузок, копирование и перенос разного вида (одиночное, множественное, с поворотом, зеркальное, с этажа на этаж), изменение длины элементов (балок, стен, линейных нагрузок), удаление, корректировка контуров и другие.

Возможность просмотра конструктивной модели в различных аксонометрических и перспективных видах позволяет оперативно контролировать редактируемую модель.

Рис. 8.8 **Компоновка.** Задание фундаментов и фундаментных плит.

Плитная часть отдельно стоящих фундаментов на естественном основании под колонны и стены подбирается автоматически для заданных характеристик грунта.

При наличии фундаментной плиты необходимо задать ее контур и вид основания. Основание фундаментной плиты – естественное или свайное поле назначается пользователем. Дополнительно при наличии свайного поля задается расстановка и расчетные параметры свай.

Коэффициенты постели, характеризующие естественное основание, задаются в момент создания фундаментной плиты.

Можно задавать несколько фундаментных плит. Предусмотрена возможность задания отверстий в фундаментных плитах. Таким образом, можно задавать не только плитные, но и ленточные фундаменты под здание, а также отдельные ростверки.

В качестве основания может использоваться модель грунта, созданная на основе параметров заданных скважин в программе Грунт. В этом случае характеристики грунта, коэффициенты постели и жесткость свай, будут определяться автоматически по данным модели грунта, привязанной к зданию.

Рис. 8.9 **Компоновка.** Расчет общей схемы здания.

Кроме вертикальных и горизонтальных нагрузок, заданных на плиты перекрытия, можно задать горизонтальные нагрузки на все здание от ветровых и сейсмических воздействий. Для этого достаточно указать направления их воздействия и район площадки строительства. Направление воздействия может быть произвольным.

Пространственная расчетная схема здания формируется автоматически. Шаг триангуляции стен и плит регулируется пользователем. Он может быть разным на разных этажах здания. Изменяя шаг триангуляции можно быстро создавать варианты расчетных схем для одной и той же модели.

Этот расчет обеспечивает мощный расчетный процессор аналогичный процессору, используемому в ПК ЛИРА.

Рис. 8.10 **Компоновка.** Анализ результатов расчета.

В процессе расчета определяются перемещения узлов и усилия в элементах. С помощью экспертной программы проверяются сечения элементов. По результатам расчета выполняется построение эпюр, полей и мозаик усилий. Исследованию состояния конструкций способствует просмотр деформированной схемы и анимации форм колебаний.

Подсчитывается расход материалов. Оформляется текстовый файл расчетной записки с результатами расчета.

Для дальнейшего проектирования и создания чертежей, данные об элементах (колонны, балки, плиты перекрытия и фундаментные плиты, фундаменты, стены по заданным разрезам) экспортируются в программы конструирования.

Нагрузки на отдельно стоящие фундаменты можно экспортировать в ФОК ПК.

Для создания уточненной расчетной схемы, которая в некоторых случаях не может быть реализована непосредственно в программе Компоновка, предназначена возможность экспорта расчетной схемы в ПК ЛИРА.

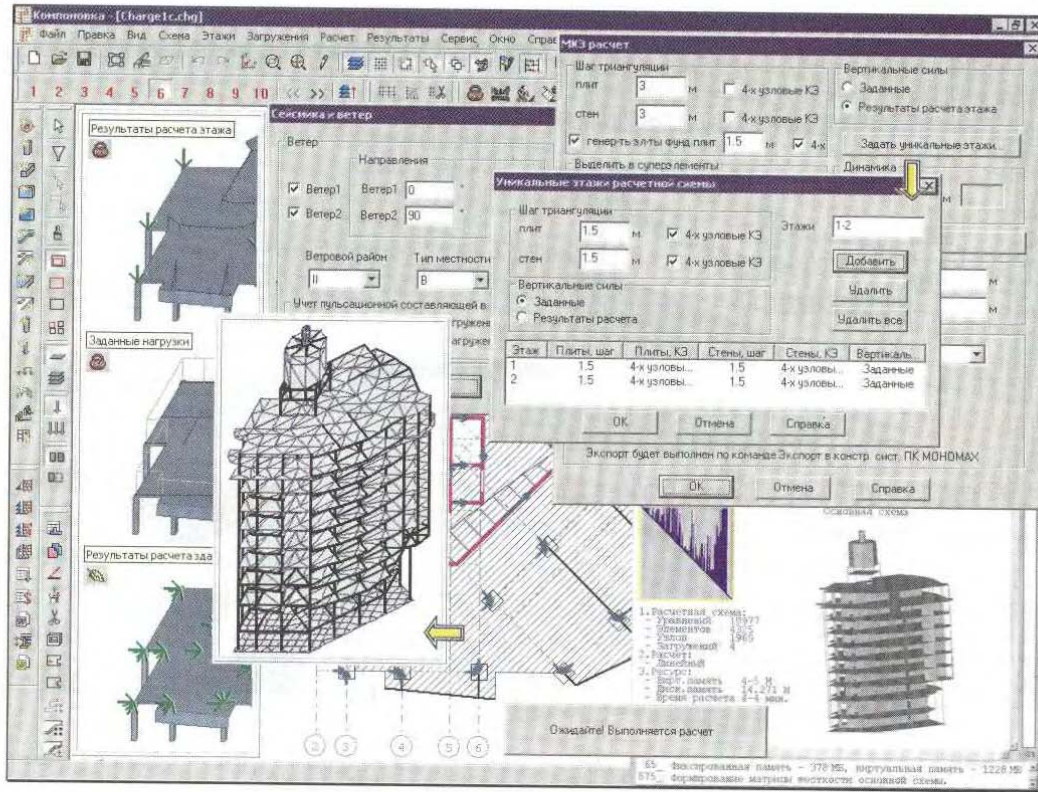


Рис. 8.9 Компоновка. Расчет общей схемы здания.

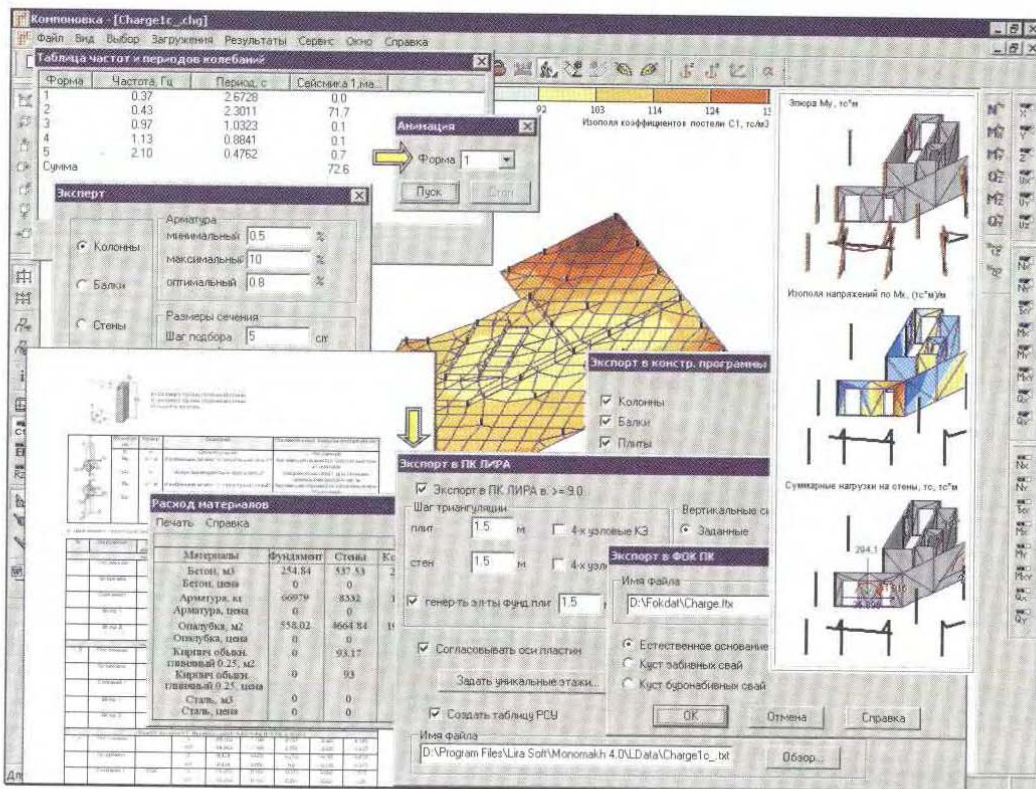


Рис. 8.10 Компоновка. Анализ результатов расчета.

Рис. 8.11 **Балка.** Формирование схемы и расчет балки.

В программе Балка выполняется проектирование балок из монолитного железобетона.

Размеры сечения и пролетов, нагрузки на балку импортируются из программы Компоновка. Данные при необходимости уточняются и корректируются.

Программа предназначена также для работы в автономном режиме. В этом случае все данные задаются непосредственно в программе Балка.

В процессе проектирования выполняется статический расчет балки на заданные нагрузки. Определяется расчетное армирование и выполняется конструирование балки. Строится эпюра материалов.

Выполняется печать схемы для установленных режимов просмотра результатов. Расчетная записка оформляется отдельным файлом.

Рис. 8.12 **Балка.** Чертеж балки.

По результатам расчета и конструирования формируется чертеж балки.

Встроенная программа выполнения чертежей обладает собственным инструментарием для дополнительной корректировки чертежа. Можно изменить формат и компоновку листа, выбрать язык записей, дополнить чертеж примечаниями и основной надписью.

Для заданной отметки могут быть автоматически сформированы дополнительные сечения элемента.

Выполняется печать чертежа в соответствии с правилами оформления проектной документации.

Для дорисовки деталей и изменения записей в таблицах предусмотрена возможность экспорта чертежа в AutoCAD (формируется dxf-файл чертежа).

Рис. 8.13 **Колонна.** Формирование схемы и расчет колонны.

В программе Колонна выполняется проектирование колонн разных сечений из монолитного железобетона.

Форма и размеры сечения, нагрузки на колонну импортируются из программы Компонка. Данные при необходимости уточняются и корректируются.

Программа предназначена также для работы в автономном режиме. В этом случае все данные задаются непосредственно в программе Колонна.

В процессе проектирования определяется расчетное армирование и выполняется конструирование колонны.

Выполняется печать отчета с результатами расчета. Расчетная записка оформляется отдельным файлом.

Рис. 8.14 **Колонна.** Чертеж колонны.

По результатам расчета и конструирования формируется чертеж колонны.

Встроенная программа выполнения чертежей обладает собственным инструментарием для дополнительной корректировки чертежа. Можно изменить формат и компоновку листа, выбрать язык записей, дополнить чертеж примечаниями и основной надписью.

Для заданной отметки могут быть автоматически сформированы дополнительные сечения элемента.

Выполняется печать чертежа в соответствии с правилами оформления проектной документации.

Для дорисовки деталей и изменения записей в таблицах предусмотрена возможность экспорта чертежа в AutoCAD (формируется dxf-файл чертежа).

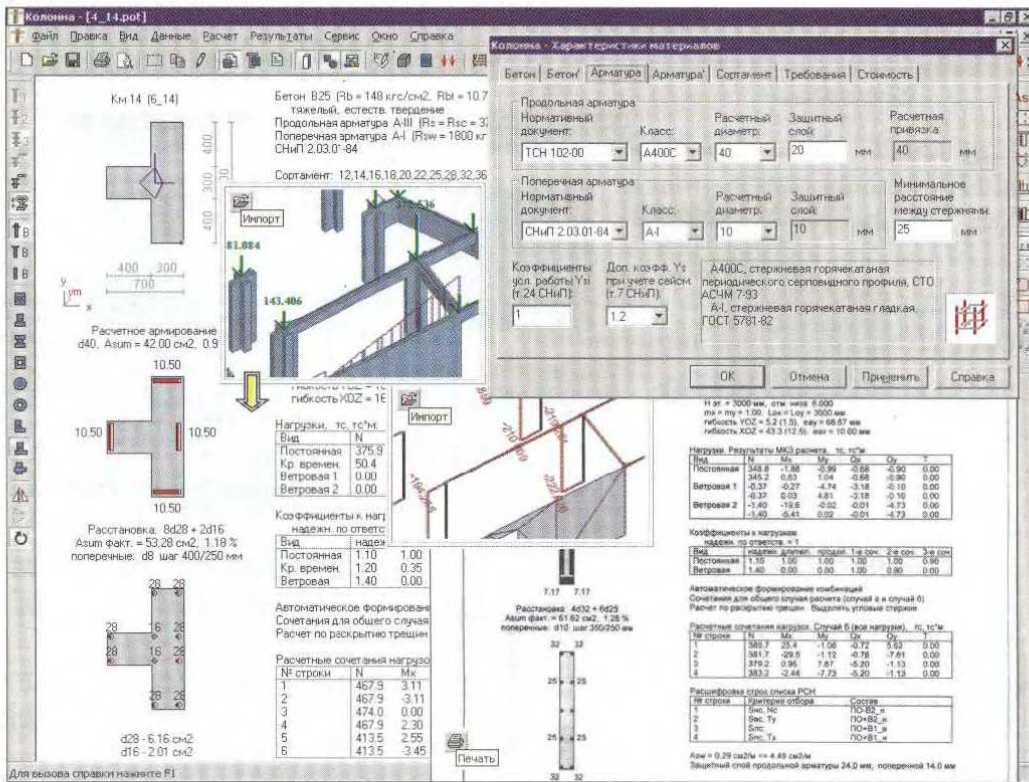


Рис. 8.13 Колонна. Формирование схемы и расчет колонны.

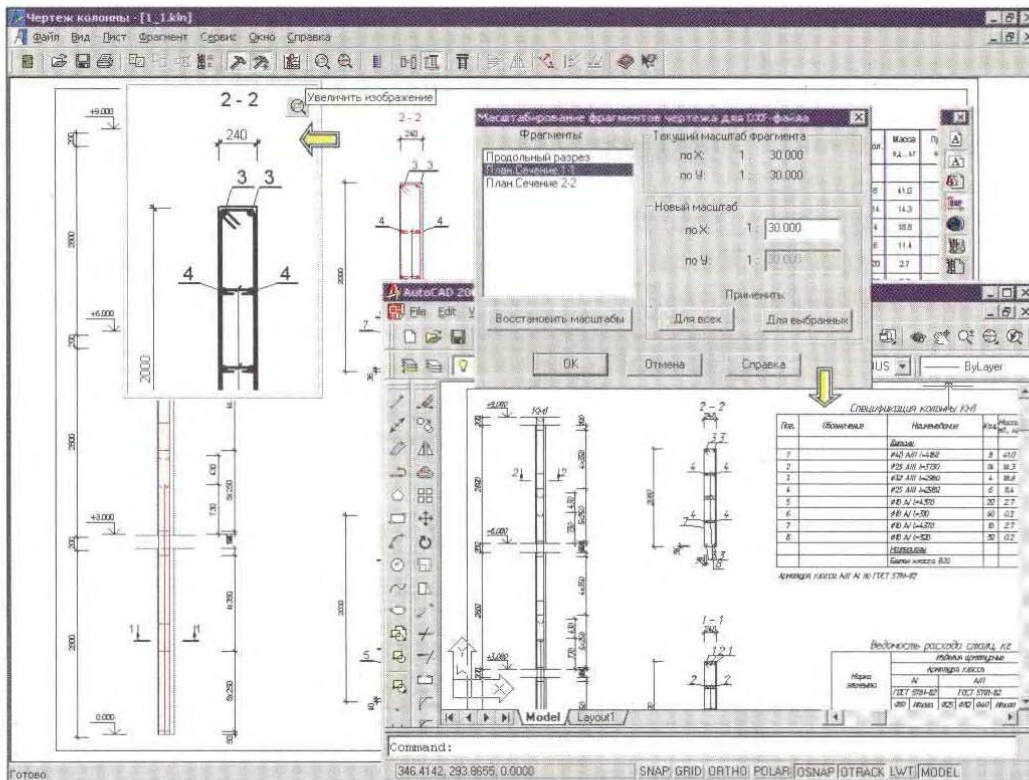


Рис. 8.14 Колонна. Чертеж колонны.

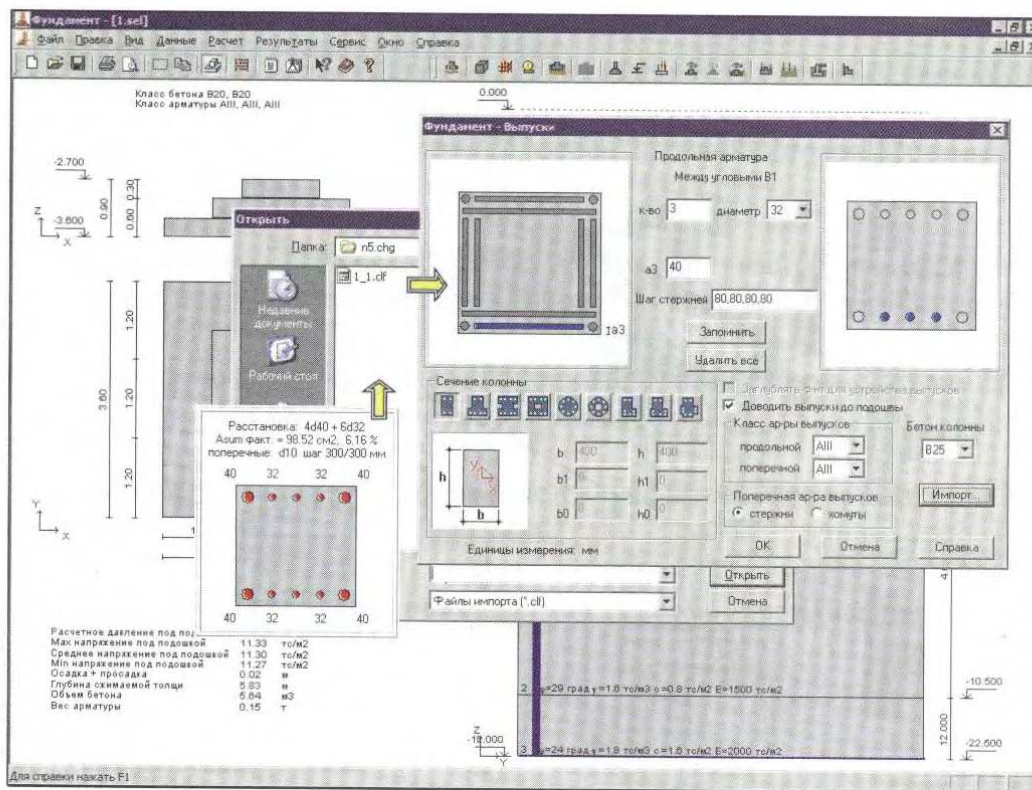


Рис. 8.15 Фундамент. Формирование схемы и расчет фундамента.

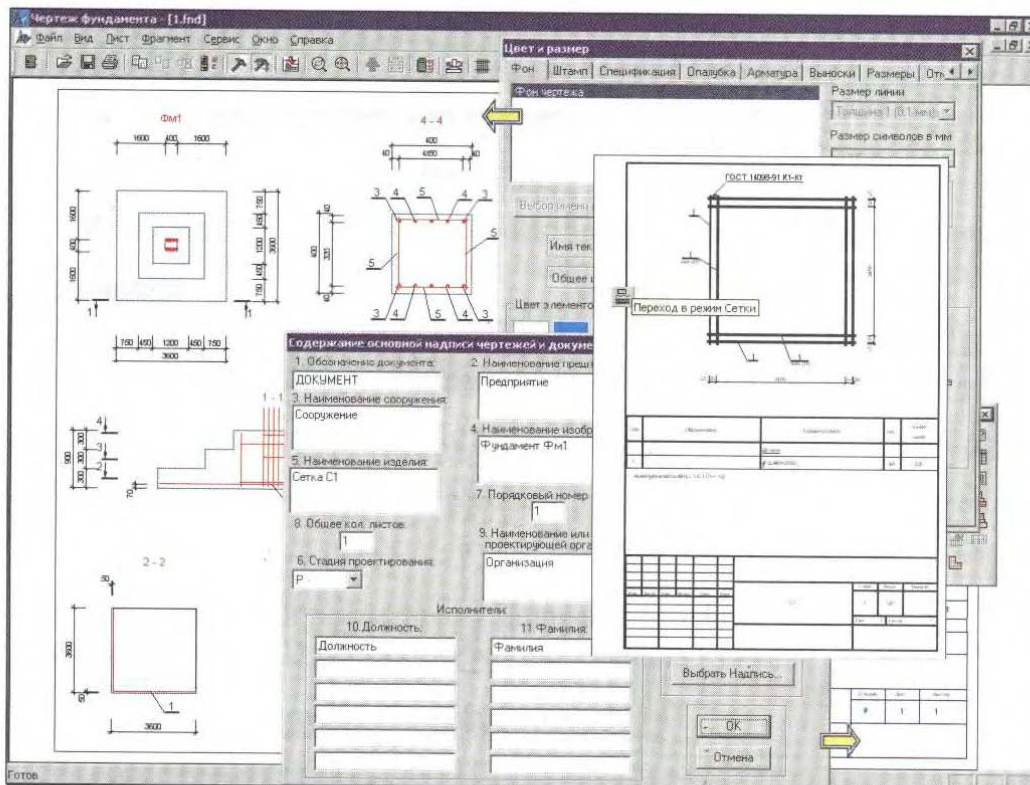


Рис. 8.16 Фундамент. Чертеж фундамента.

Рис. 8.15 **Фундамент.** Формирование схемы и расчет фундамента.

В программе **Фундамент** выполняется проектирование отдельно стоящих фундаментов на естественном основании для заданных инженерно-геологических условий.

Размеры сечения и нагрузки на колонну, опирающуюся на фундамент, импортируются из программы **Компоновка**. Данные при необходимости уточняются и корректируются.

Расстановка и диаметр арматурных выпусков под монолитную колонну импортируются из программы **Колонна**.

Программа предназначена также для работы в автономном режиме. В этом случае все данные задаются непосредственно в программе **Фундамент**.

В процессе проектирования подбираются размеры плитной части, определяется расчетное армирование и выполняется конструирование фундамента.

Выполняется печать схемы с результатами расчета. Расчетная записка оформляется отдельным файлом.

Рис. 8.16 **Фундамент.** Чертеж фундамента.

По результатам расчета и конструирования формируется чертеж фундамента.

Встроенная программа выполнения чертежей обладает собственным инструментарием для дополнительной корректировки чертеж. Можно изменить формат и компоновку листа, выбрать язык записей, дополнить чертеж примечаниями и основной надписью.

Для нестандартных арматурных изделий (сеток, каркасов) выполняется отдельный чертеж.

Выполняется печать чертежа в соответствии с правилами оформления проектной документации.

Для дорисовки деталей и изменения записей в таблицах предусмотрена возможность экспорта чертежа в AutoCAD (формируется dxf-файл чертежа).

Рис. 8.17 Плита. Формирование схемы и расчет плиты перекрытия.

В программе Плита выполняется расчет и проектирование плит перекрытий из монолитного железобетона.

Данные о плите – форма и размеры плиты, отверстия, вид и положение опор, материал плиты, характеристики основания и нагрузки – импортируются из программы Компоновка. Эти данные при необходимости корректируются.

До начала расчета можно изменить схемы опирания плиты на колонны и стены, уточнить положение оси балок относительно осевой плоскости плиты, добавить местные утолщения плиты, уточнить сведения о бетоне и арматуре.

Программа предназначена также для работы в автономном режиме. В этом случае все данные задаются непосредственно в программе Плита. Команды создания и редактирования схемы во многом схожи с командами программы Компоновка, что облегчает освоение и использование программы.

Расчетный шаг триангуляции плиты может быть назначен меньше, чем при расчете всего здания в программе Компоновка. Выполняя повторные расчеты, можно изменять шаг триангуляции, тем самым, добиваясь нужной точности результатов расчета.

Рис. 8.18 Плита. Просмотр результатов расчета.

По результатам расчета выполняется построение полей и мозаик перемещений и усилий по всем загрузениям.

Для любого из рассматриваемых параметров выполняется построение графика (эпюры) вдоль заданного отрезка.

Предусмотрена возможность настройки цветов и диапазонов значений шкалы полей и мозаик.

Выполняется печать схемы для установленных режимов просмотра результатов. Расчетная записка оформляется отдельным файлом.

Для создания уточненной расчетной схемы, которая в некоторых случаях не может быть реализована непосредственно в программе Плита, предназначена возможность экспорта расчетной схемы в ПК ЛИРА.

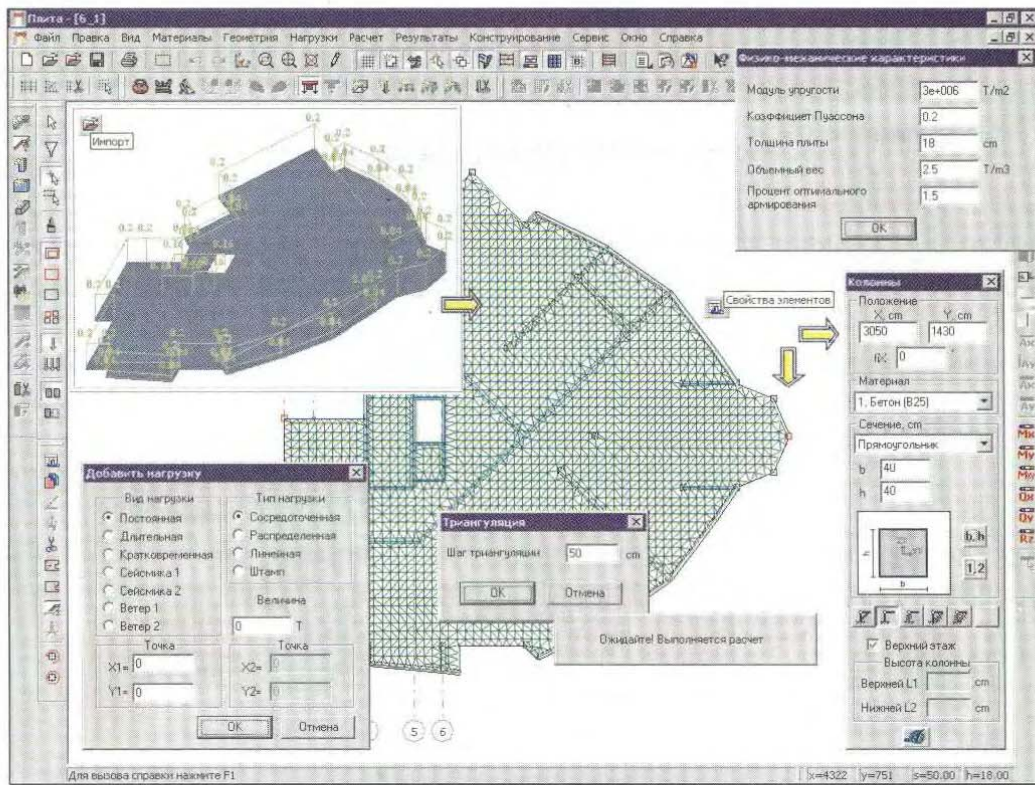


Рис. 8.17 Плита. Формирование схемы и расчет плиты перекрытия.

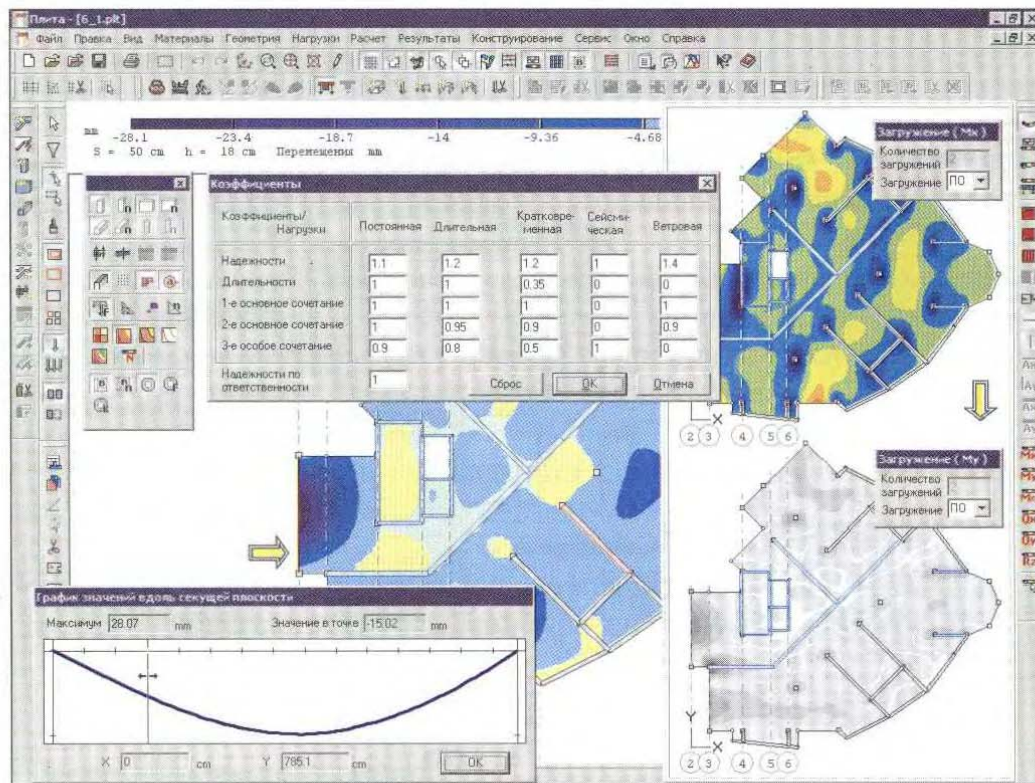


Рис. 8.18 Плита. Просмотр результатов расчета.

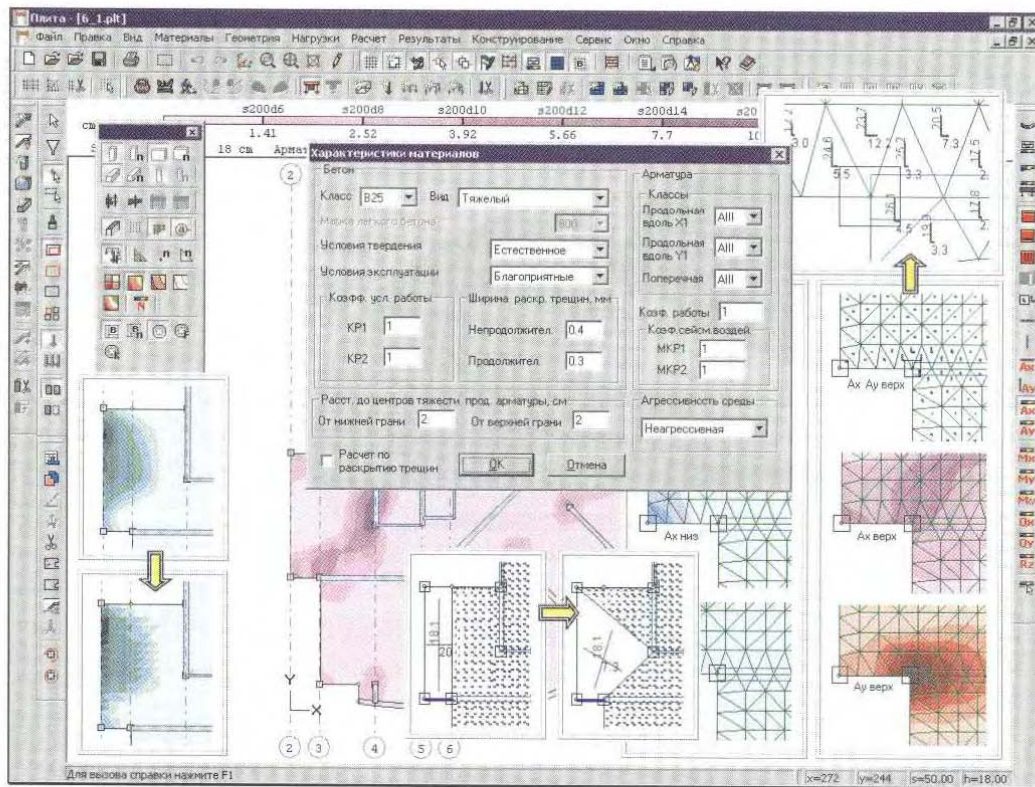


Рис. 8.19 Плита. Расчетное армирование плиты.

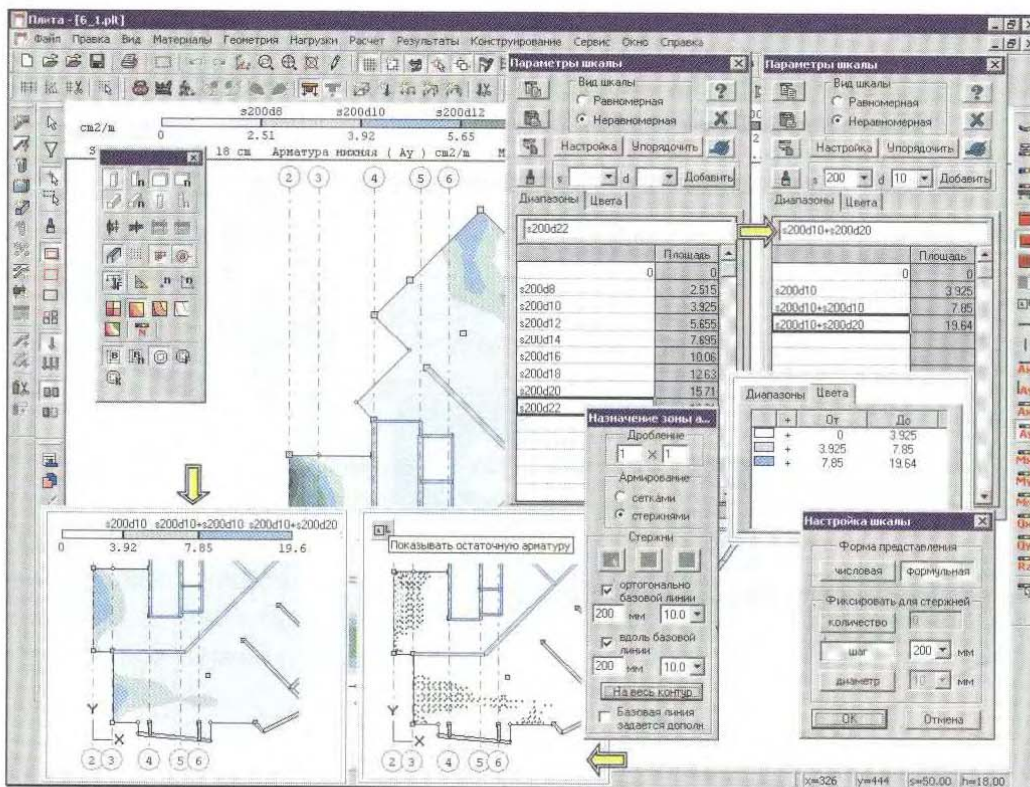


Рис. 8.20 Плита. Настройка шкалы расчетного армирования.

Рис. 8.19 Плита. Расчетное армирование плиты.

По результатам расчета выполняется построение полей и мозаик расчетной площади армирования A_x , A_y у верхней и нижней граней плиты.

Предусмотрен просмотр числовых значений расчетной площади армирования A_x , A_y для каждого конечного элемента плиты.

Вычисляются максимальные значения расчетной площади армирования на заданном участке, при этом площадь автоматически пересчитывается для заданных направлений, отличных от глобальных направлений x , y . Эта возможность может использоваться при определении радиального армирования.

Внутри специально заданных контуров можно выполнять смену ориентации армирования, установив направление в соответствии с любой из сторон данного контура.

Рис. 8.20 Плита. Настройка шкалы расчетного армирования.

Настройка шкалы армирования позволяет представить расчетное армирование для указанного фиксированного шага стержней. Число диапазонов и их значения при необходимости редактируется пользователем. Диапазон полей (мозаик) армирования можно представить также как сумму заданных комбинаций «шаг-диаметр».

Такой подход позволяет разделить расчетное армирование на основное (по всей плите) и дополнительное (на отдельных участках дополнительно к основному). Как правило, дополнительное армирование у нижней грани плиты требуется в зонах пролетов, а дополнительное армирование у верхней грани – в зонах опор.

Поля армирования в этом случае являются основой для создания эскиза рабочего чертежа армирования плиты.

Для заданных участков раскладки выполняется подбор сеток и стержней. Дополнительно задается конструктивная арматура для обрамления отверстий.

Рис. 8.21 Плита. Конструирование и чертеж плиты.

По результатам расчета и конструирования и в соответствии с назначенными пользователем участками армирования формируется эскиз рабочего чертежа плиты. Схемы армирования (основное и дополнительное, у верхней и у нижней граней плиты) располагаются на отдельных листах.

Встроенная программа выполнения чертежей обладает собственным инструментарием для дополнительной корректировки чертеж. Можно изменить формат и компоновку листа, выбрать язык записей, дополнить чертеж примечаниями и основной надписью.

Предусмотрены команды для редактирования положения выносок и линий, обозначающих стержни основного армирования. Регулируется длина координатных осей. Можно добавить размеры между базовыми точками опалубки и армирования.

Выполняется печать чертежа в соответствии с правилами оформления проектной документации.

Для дорисовки деталей и изменения записей в таблицах предусмотрена возможность экспорта чертежа в AutoCAD (формируется dxf-файл чертежа).

Рис. 8.22 Плита. Расчет плиты на продавливание.

Выполняется расчет плиты перекрытия на продавливание. В зависимости от формы сечения каждой колонны (прямоугольная, круглая, уголкового, тавровая, крестовая) и толщины плиты с учетом местных утолщений автоматически строится контур продавливания и подбирается поперечная арматура для зоны продавливания.

При определении контура продавливания учитывается внешний контур плиты – для крайних и угловых колонн периметр продавливания уменьшается автоматически.

Предусмотрена команда редактирования контура продавливания. С помощью этой команды можно учитывать изменение периметра продавливания при наличии близлежащих отверстий.

По результатам расчета указывается коэффициент запаса прочности плиты на продавливание, а также площадь поперечного армирования, которая необходима для обеспечения прочности плиты. Зоны, в которых прочность плиты нельзя обеспечить расчетным армированием и где необходимо принятие других конструктивных мер, таких как увеличение толщины плиты или класса бетона, обозначаются на схеме особо.

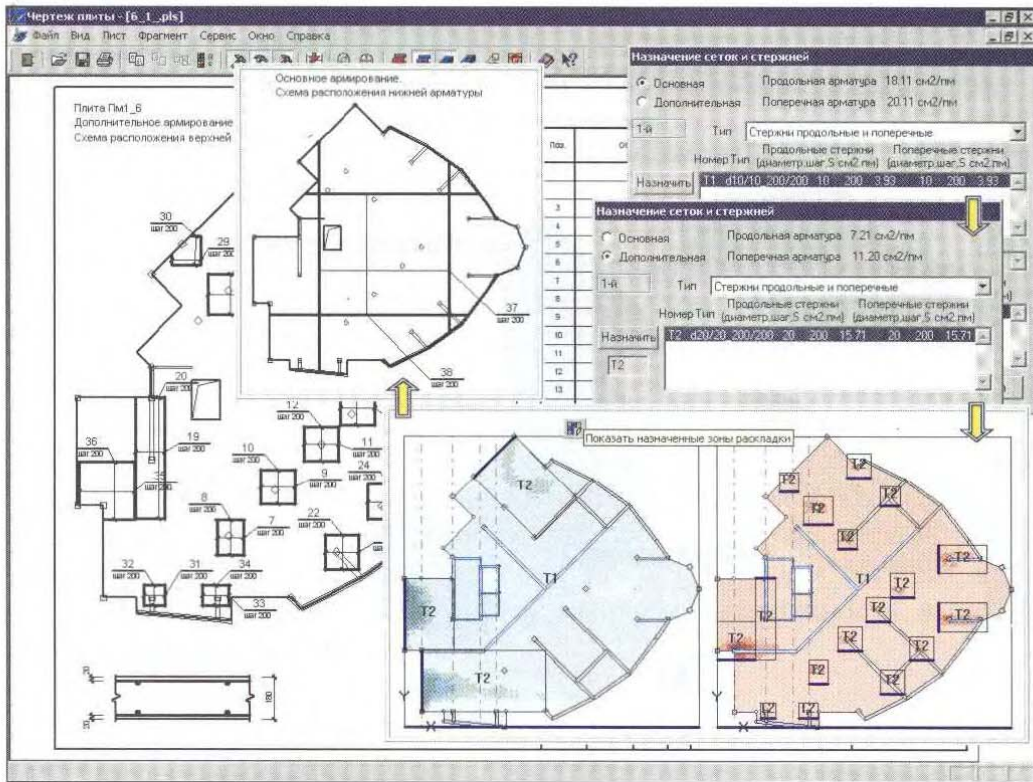


Рис. 8.21 Плита. Конструирование и чертеж плиты.

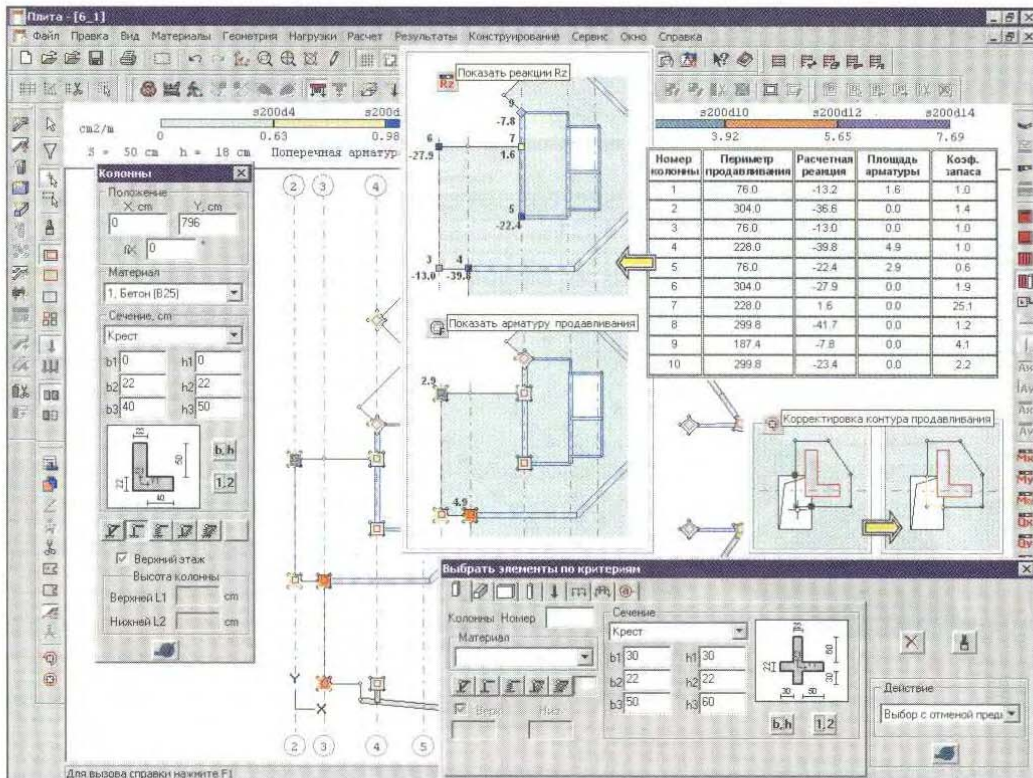


Рис. 8.22 Плита. Расчет плиты на продавливание.

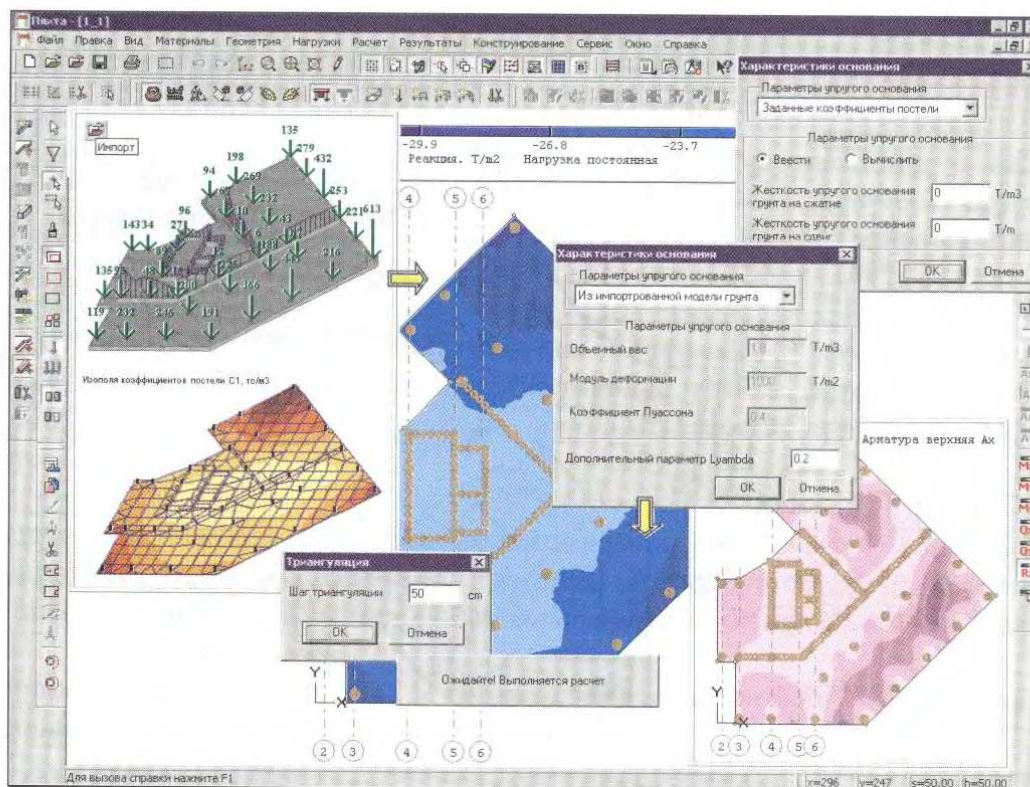


Рис. 8.23 Плита. Расчет фундаментной плиты на естественном основании.

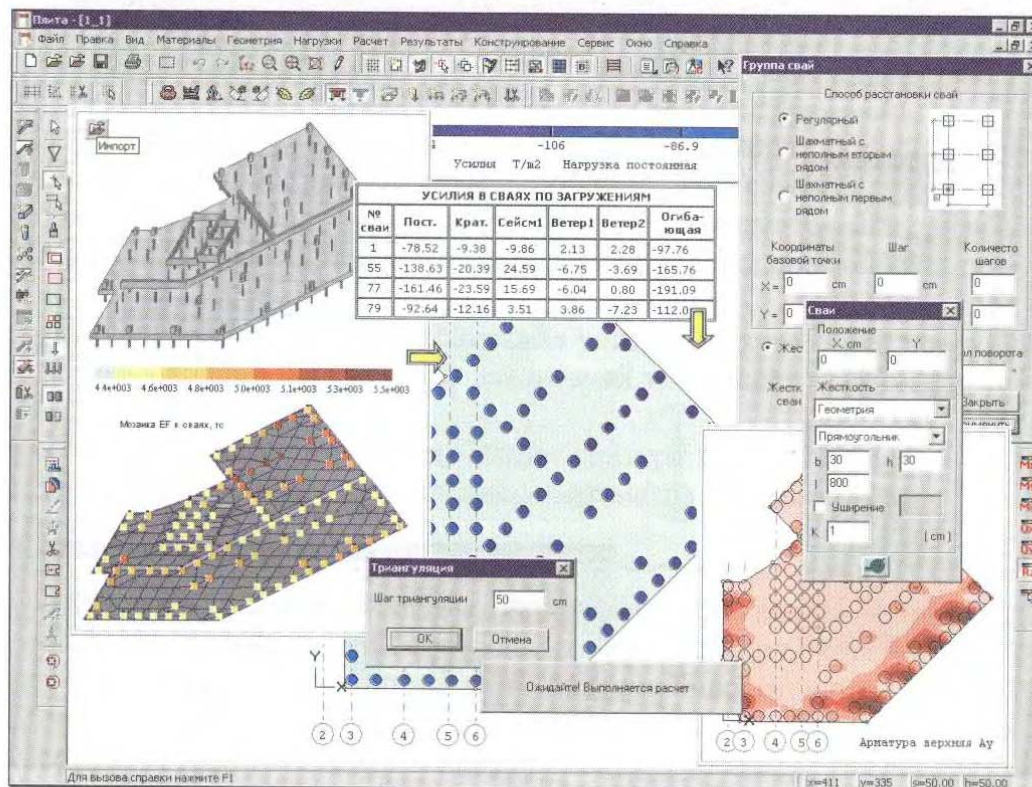


Рис. 8.24 Плита. Расчет фундаментной плиты на свайном поле.

Рис. 8.23 **Плита**. Расчет фундаментной плиты на естественном основании.

В программе Плита выполняется расчет фундаментных плит на естественном основании.

Данные о фундаментной плите – форма и размеры плиты, отверстия, материал плиты, нагрузки и характеристики основания, в том числе и модель грунта – импортируются из программы Компоновка. Эти данные при необходимости корректируются.

Характеристики грунта, коэффициенты постели могут быть заданы пользователем численно или, в случае наличия модели грунта, будут определяться автоматически в процессе расчета. Модель грунта создается заранее на основе параметров заданных скважин в программе Грунт, импортируется и привязывается к зданию в программе Компоновка. В программе Плита также предусмотрена возможность импорта модели грунта и привязки ее к фундаментной плите.

При работе в автономном режиме все данные задаются непосредственно в программе Плита.

Дальнейший процесс расчета, анализ результатов и конструирование фундаментной плиты выполняется также как и в случае расчета плиты перекрытия.

Рис. 8.24 **Плита**. Расчет фундаментной плиты на свайном поле.

В программе Плита выполняется расчет фундаментных плит на свайном поле.

Данные о фундаментной плите – форма и размеры плиты, отверстия, материал плиты, нагрузки, расстановка и параметры свай, характеристики основания, в том числе и модель грунта – импортируются из программы Компоновка. Эти данные при необходимости корректируются.

Жесткость свай может быть задана пользователем численно на основании данных, полученных при полевых испытаниях свай, или, в случае импорта модели грунта, будет определяться автоматически в процессе расчета.

При работе в автономном режиме все данные задаются непосредственно в программе Плита. Предусмотрена возможность импорта модели грунта и привязка ее к фундаментной плите.

Дальнейший процесс расчета, анализ результатов и конструирование фундаментной плиты выполняется также как и в случае расчета плиты перекрытия.

Рис. 8.25 Разрез (Стена). Формирование схемы и расчет разрезов.

В программе Разрез (Стена) выполняется расчет и проектирование монолитных железобетонных стен. При расчете учитывается совместная работа элементов разреза – стен, колонн и балок.

Для создания разреза в программе Компоновка нужно задать линию разреза. В процессе предварительного расчета формируются плоские расчетные схемы заданных разрезов. В программу Разрез (Стена) данные о разрезе – форма и размеры сечения элементов, отверстия в стенах, материал элементов, опорные связи и нагрузки – импортируются из программы Компоновка.

До начала расчета можно добавить наклонные стержневые элементы (в том числе фермы), шарниры, задать дополнительные нагрузки (например, боковое давление на стены подвала от грунта засыпки), уточнить сведения о бетоне и арматуре стен.

Программа предназначена также для работы в автономном режиме. В этом случае все данные задаются непосредственно в программе Разрез (Стена).

Расчетный шаг триангуляции стен может быть назначен меньше, чем при расчете всего здания в программе Компоновка. Кроме того, выполняя повторные расчеты, можно изменять шаг триангуляции, тем самым, добиваясь нужной точности результатов расчета.

Рис. 8.26 Разрез (Стена). Просмотр результатов расчета.

По результатам расчета выполняется построение полей и мозаик перемещений и усилий для стен, эпюр усилий для стержневых элементов по всем загрузкам. Строится деформированная схема разреза.

Можно рассматривать результаты для произвольно заданных комбинаций загрузок.

Предусмотрена возможность настройки цветов и диапазонов значений шкалы полей и мозаик.

Выполняется печать схемы для установленных режимов просмотра результатов. Расчетная записка оформляется отдельным файлом.

Для создания уточненной расчетной схемы, которая в некоторых случаях не может быть реализована непосредственно в программе Разрез (Стена), предназначена возможность экспорта расчетной схемы в ПК ЛИРА.

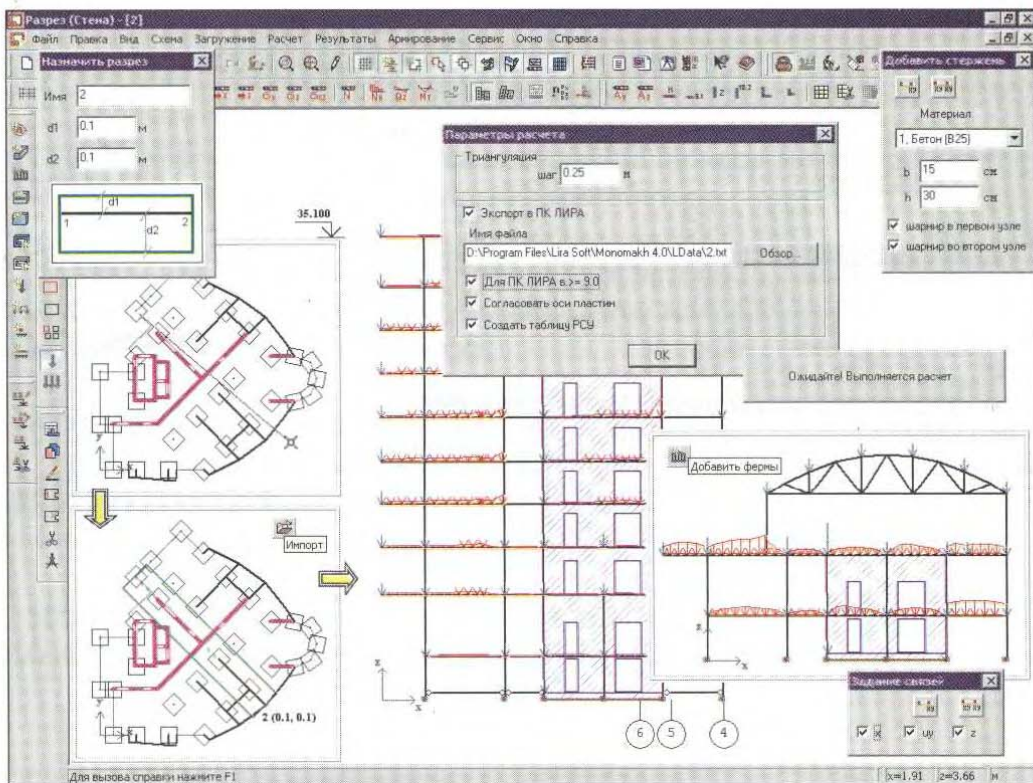


Рис. 8.25 Разрез (Стена). Формирование схемы и расчет разрезом.

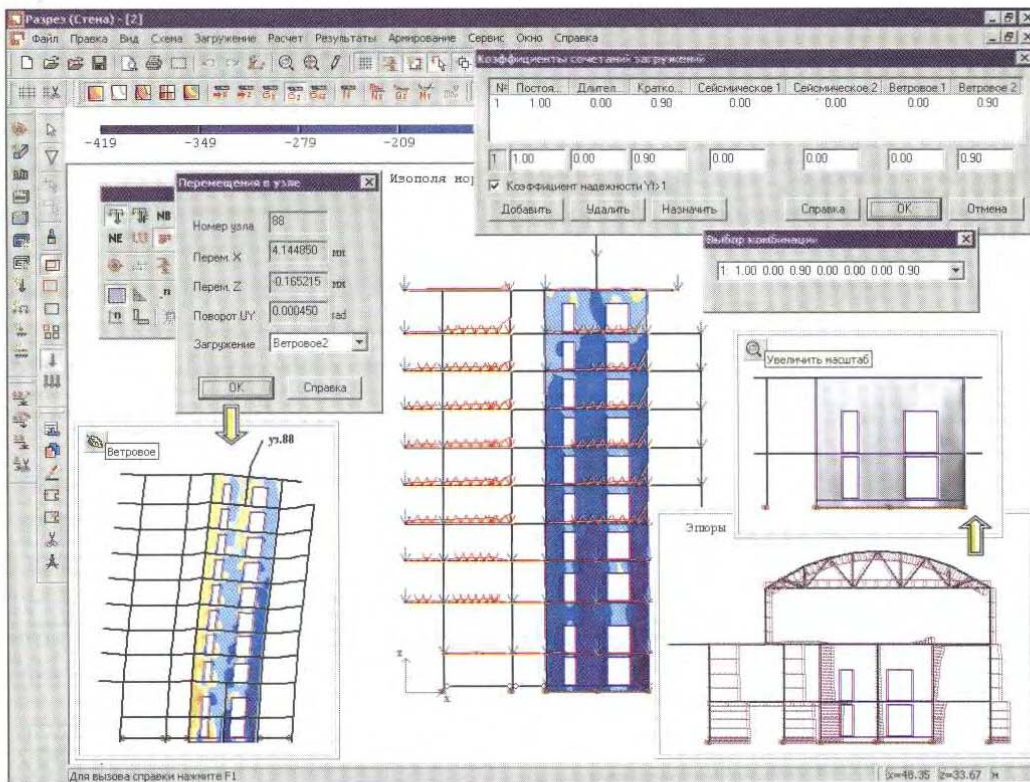


Рис. 8.26 Разрез (Стена). Просмотр результатов расчета.

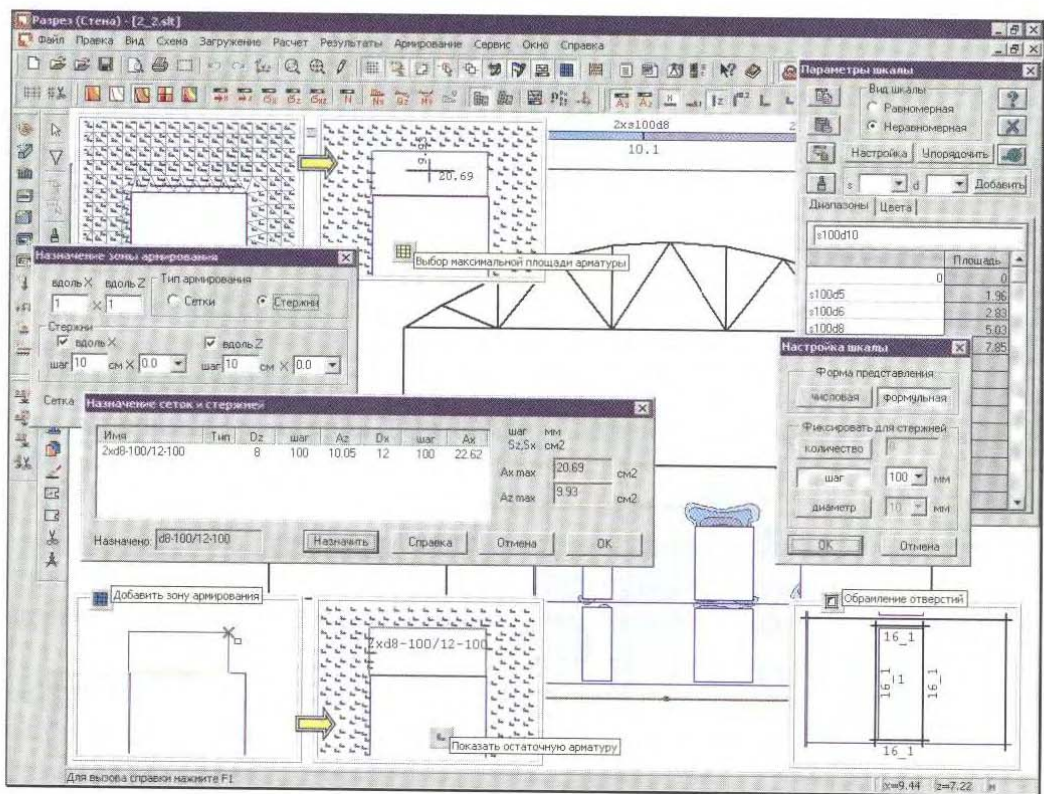


Рис. 8.27 Разрез (Стена). Расчетное армирование стен.

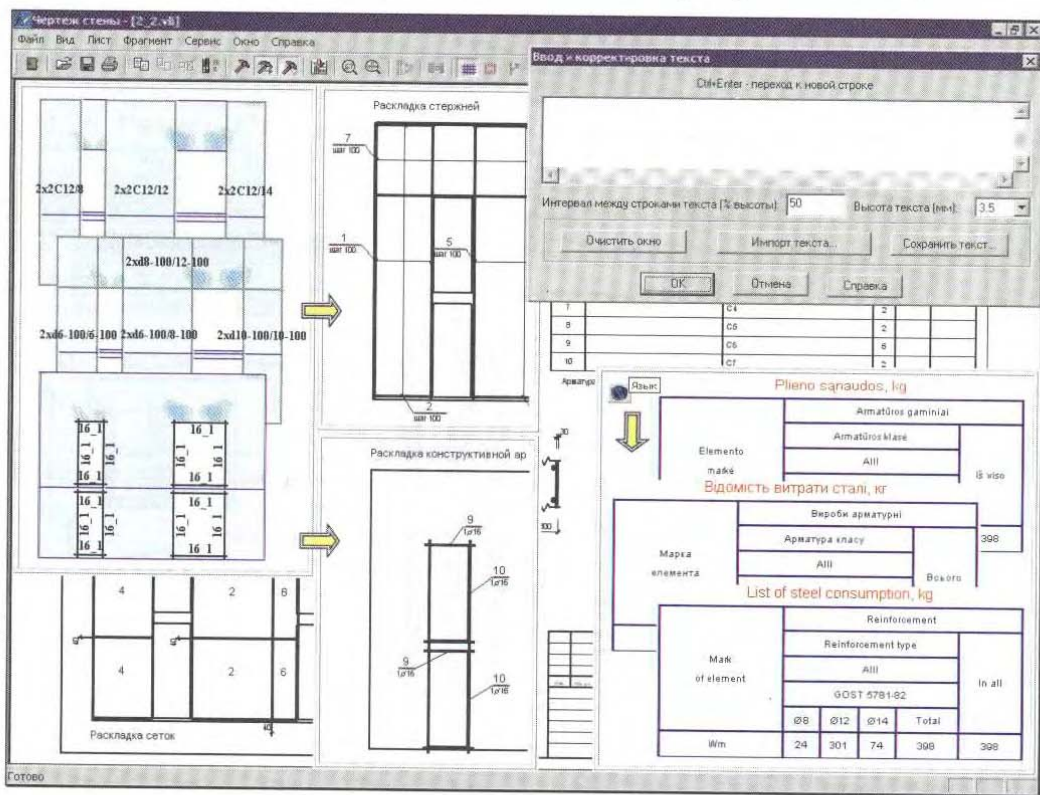


Рис. 8.28 Разрез (Стена). Конструирование и чертеж стен.

Рис. 8.27 **Разрез (Стена)**. Расчетное армирование стен.

По результатам расчета выполняется построение полей и мозаик расчетной площади армирования A_x , A_z для стен из монолитного железобетона.

Предусмотрен просмотр числовых значений расчетной площади армирования A_x , A_z для каждого конечного элемента стены. Вычисляются максимальные значения расчетной площади армирования на заданном участке.

Настройка шкалы армирования позволяет представить расчетное армирование для указанного фиксированного шага стержней. Число диапазонов и их значения при необходимости редактируется пользователем. Диапазон полей (мозаик) армирования можно представить также как сумму заданных комбинаций «шаг-диаметр».

Для заданных участков раскладки выполняется подбор сеток и стержней. Дополнительно задается конструктивная арматура для обрамления отверстий.

Рис. 8.28 **Разрез (Стена)**. Конструирование и чертеж стен.

По результатам расчета и конструирования и в соответствии с назначенными пользователем участками армирования формируется эскиз рабочего чертежа стены. Автоматически заполняется спецификация и ведомость расхода стали.

Встроенная программа выполнения чертежей обладает собственным инструментарием для дополнительной корректировки чертежа. Можно изменить формат и компоновку листа, выбрать язык записей, дополнить чертеж примечаниями и основной надписью.

Предусмотрены команды для редактирования положения выносок. Регулируется длина координатных осей. Можно добавить размеры между базовыми точками опалубки и армирования.

Выполняется печать чертежа в соответствии с правилами оформления проектной документации.

Для дорисовки деталей и изменения записей в таблицах предусмотрена возможность экспорта чертежа в AutoCAD (формируется dxf-файл чертежа).

Рис. 8.29 **Кирпич.** Расчет кирпичных стен зданий.

В программе Кирпич выполняется расчет каменных и армокаменных конструкций стен зданий. На основании усилий вычисленных для заданных горизонтальных уровней в программе Компоновка выполняется проверка прочности кирпичной кладки, подбор сеток или вертикального армирования.

Программа работает только в режиме импорта. Исходные данные для программы импортируются из программы Компоновка. В программе Компоновка нужно назначить стенам материал «кирпич», указать положение расчетных уровней и выполнить расчет общей схемы здания.

В программе Кирпич определяется количество рядов кладки для установки арматурных сеток или площадь вертикального армирования простенков. Выполняется печать схемы для установленных режимов просмотра результатов. Расчетная записка оформляется отдельным файлом.

По результатам конструирования формируется чертеж. Встроенная программа выполнения чертежей обладает собственным инструментарием для дополнительной корректировки чертежа. Выполняется печать чертежа в соответствии с правилами оформления проектной документации. Для дорисовки деталей и изменения записей в таблицах предусмотрена возможность экспорта чертежа в AutoCAD (формируется dxf-файл чертежа).

Рис. 8.30 **Подпорная стена.** Расчет, конструирование и чертеж подпорных стен.

В программе Подпорная стена выполняется проверка и проектирование монолитных уголковых подпорных стен, а также проверка массивных подпорных стен для заданных инженерно-геологических условий.

Программа работает в автономном режиме. Все данные задаются непосредственно в программе Подпорная стена.

В процессе проектирования выполняется расчет устойчивости стены и основания, определяется расчетное армирование и выполняется конструирование подпорной стены. Выполняется печать схемы с результатами расчета. Расчетная записка оформляется отдельным файлом.

По результатам конструирования формируется чертеж. Встроенная программа выполнения чертежей обладает собственным инструментарием для дополнительной корректировки чертежа. Выполняется печать чертежа в соответствии с правилами оформления проектной документации. Для дорисовки деталей и изменения записей в таблицах предусмотрена возможность экспорта чертежа в AutoCAD (формируется dxf-файл чертежа).

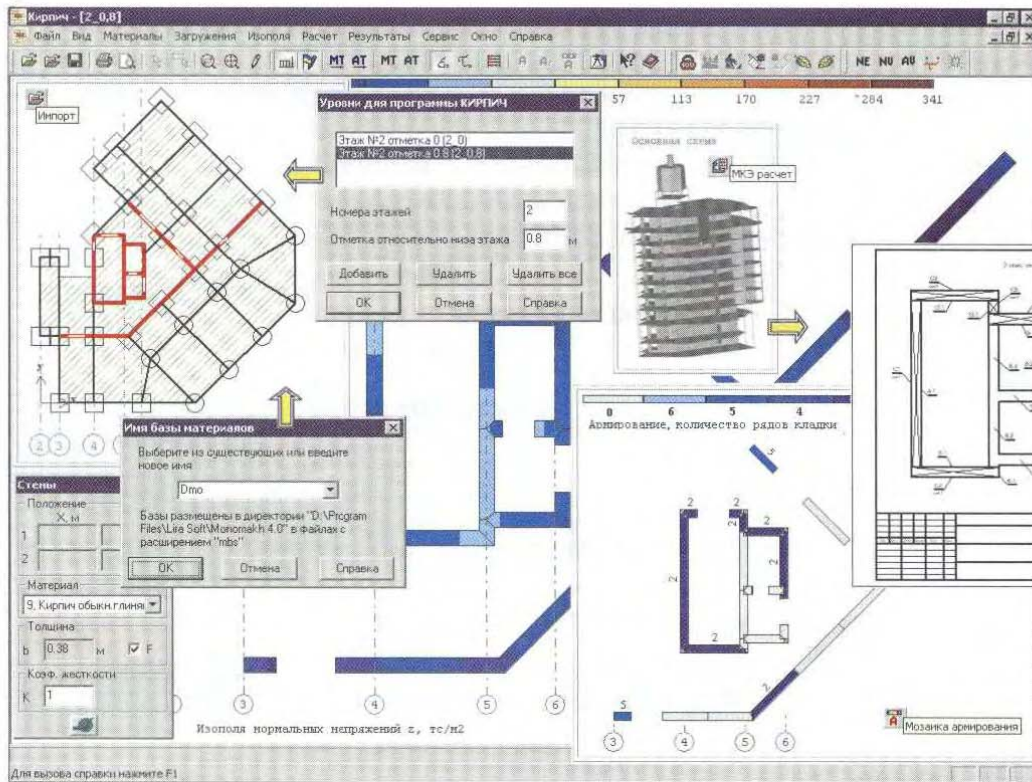


Рис. 8.29 Кирпич. Расчет кирпичных стен зданий.

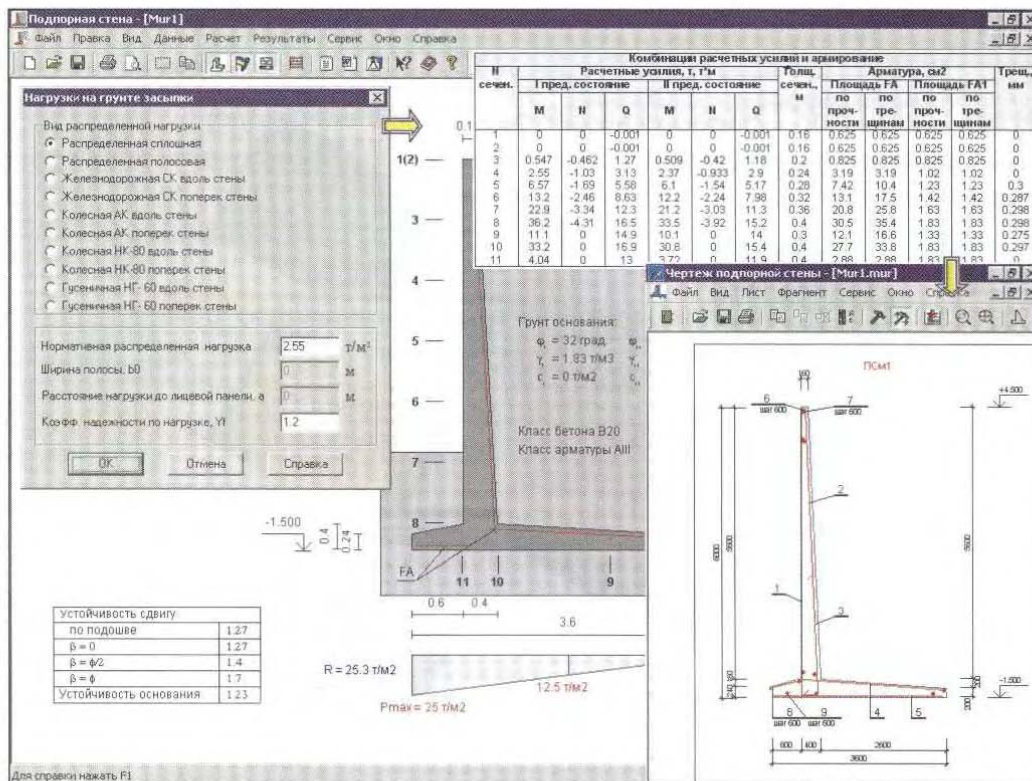


Рис. 8.30 Подпорная стена. Расчет, конструирование и чертеж подпорных стен.

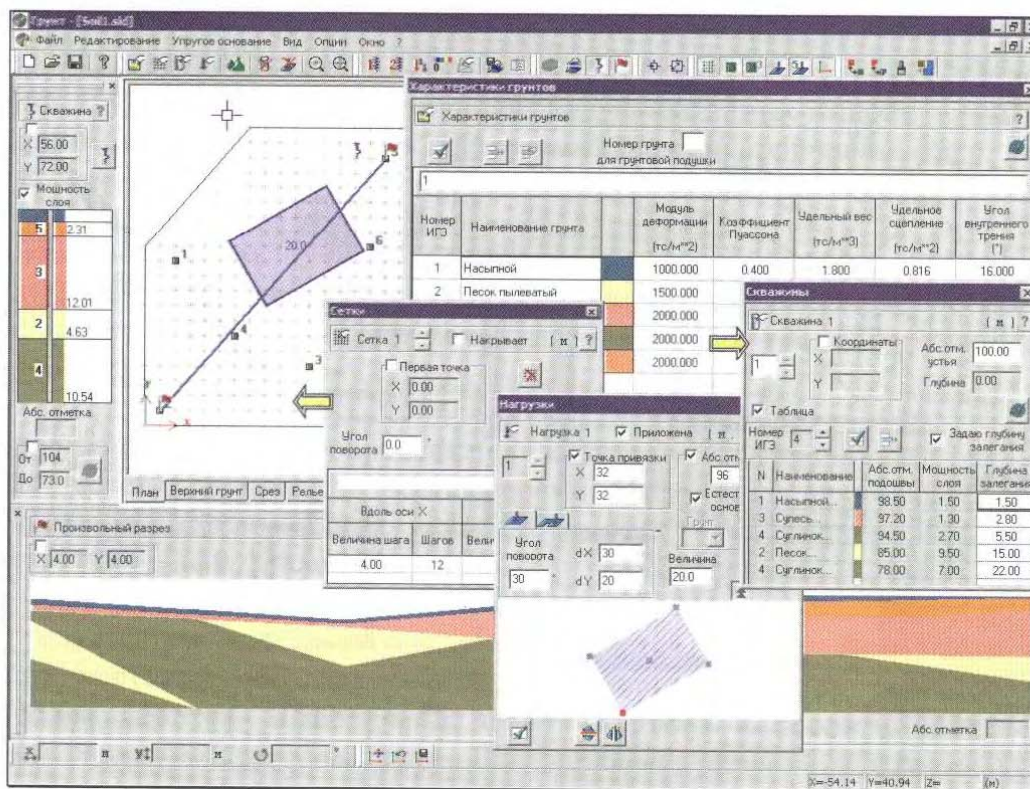


Рис. 8.31 Грунт. Формирование схемы и расчет модели грунта.

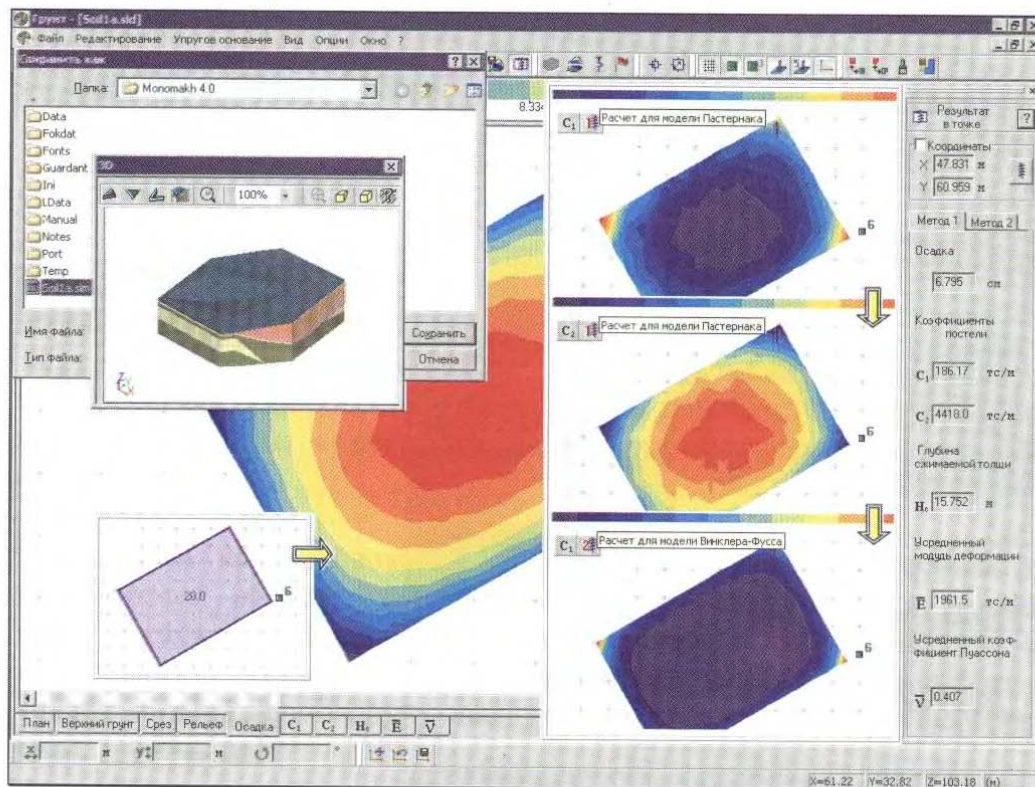


Рис. 8.32 Грунт. Просмотр результатов расчета и экспорт модели.

Рис. 8.31 Грунт. Формирование схемы и расчет модели грунта.

В программе Грунт формируется пространственная модель грунтового основания по заданным инженерно-геологическим условиям площадки строительства. Для описания площадки строительства задается база характеристик слоев грунта (ИГЭ), указывается расположение и отметки устья скважин, слои грунта составляющие ту или иную скважину, задаются произвольные штампы нагрузок от проектируемых или существующих зданий.

Программа работает в автономном режиме. Все данные задаются непосредственно в программе Грунт.

Для просмотра и корректировки созданной пространственной модели выполняется построение разрезов грунта по указанным отрезкам. В произвольных точках заданной площадки можно получить данные о слоях грунта. Предусмотрен просмотр модели в трехмерном изображении.

Рис. 8.32 Грунт. Просмотр результатов расчета и экспорт модели.

В программе Грунт для заданных произвольных штампов нагрузок от проектируемых или существующих зданий определяется поле осадок; по нескольким методикам выполняется расчет и определение жесткости упругого основания на сжатие и на сдвиг (иначе - коэффициентов постели C_1 , C_2).

Модель грунтового основания экспортируется в программы Компонка и Плита, где используется при расчете фундаментов и фундаментных плит на естественном основании и свайном поле.

ЛИТЕРАТУРА

- 1 Городецкий А.С., Евзеров И.Д., Стрелец-Стрелецкий Е.Б., Боговис В.Е., Гензерский Ю.В., Городецкий Д.А. Метод конечных элементов. Теория и численная реализация.-К.: Факт, 1997 - 140с.
- 2 Основания, фундаменты и подземные сооружения. -М.: МГСН, 2003
- 3 Городецкий А.С., Заварицкий В.И., Рассказов А.А., Лантух-Лященко А.И. Метод конечных элементов в проектировании транспортных сооружений.-М.: Транспорт, 1981. - 142с.
- 4 Зенкевич О.К. Метод конечных элементов в технике. М.: МИР, 1975.-541с.
- 5 Розин Л.А. Метод конечных элементов к упругим системам. -М.: Стройиздат, 1977.-132с.
- 6 Розин Л.А. Задачи теории упругости и численные методы их решения. -Санкт-Петербург: Изд-во СПбГТУ, 1998. -530с.
- 7 Сегерлинд Л. Применение метода конечных элементов.- М.: Мир, 1979.- 392с.
- 8 Стренг Г., Фикс Дж. Теория метода конечных элементов.- М.: Мир, 1977.-349с.
- 9 Clough R.W. The finite element method in structural mechanics chapter 7 of Stress Analysis Wiley, 1965, p. 181-206.
- 10 Михлин С.Г. Вариационные методы математической физики. - М.:Наука, 1970. – 512с.
- 11 Соколов М.Е. Исследование трещинообразования в монолитных зданиях.// Бетон и железобетон.-1979.-№ 3.- С. 11-14.
- 12 Михлин С.Г. О постоянных множителях в оценках погрешности вариационной сеточной аппроксимации. – В кн.: Записки научных семинаров.- Т. 80.- Л., 1978.- С. 125-166.
- 13 Ateeja M. Evaluation de d'erreur dans le methobo des elements finis, Numer. Math., 28, 1977, N 3, p.295-306.
- 14 Марчук Г.И., Шайдуров В.В. Повышение точности решения разностных схем. - М.: Наука, 1979.- 319с.
- 15 Городецкий А.С. , Шмуклер В.С., Бондарев А.В. информационные технологии расчета и проектирования строительных конструкций.- Киев-Харьков, 2003.- 888с.
- 16 Федоровский В.Г., Безволев С.Г. Прогноз осадок фундаментов мелкого заложения и выбор модели основания для расчета плит.//Основания, фундаменты и механика грунтов.-2000.- № 4.- С.10-18.

А.С. ГОРОДЕЦКИЙ
Л.Г. БАТРАК
Д.А. ГОРОДЕЦКИЙ
М.В. ЛАЗНЮК
С.В. ЮСИПЕНКО

**РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ КОНСТРУКЦИЙ
ВЫСОТНЫХ ЗДАНИЙ
ИЗ МОНОЛИТНОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОНА**

**ПРОБЛЕМЫ, ОПЫТ, ВОЗМОЖНЫЕ РЕШЕНИЯ И РЕКОМЕНДАЦИИ,
КОМПЬЮТЕРНЫЕ МОДЕЛИ, ИНФОРМАЦИОННЫЕ ТЕХНОЛОГИИ**

В авторской редакции

ISBN 966-8408-72-1

Подписано в печать 12.10.2004. Формат $84 \times 108^{1/16}$.
Печать офсетная. Бумага офсетная. Гарнитура Times.
Усл. печ. листов 8,72.

Издательство «ФАКТ», Киев –80, а/я 76