



**МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ
КЫРГЫЗСКОЙ РЕСПУБЛИКИ**

**БАТКЕНСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ УНИВЕРСИТЕТ
КЫЗЫЛ-КИЙСКИЙ МНОГОПРОФИЛЬНЫЙ ИНСТИТУТ**

На правах рукописи

УДК 624.012.45

НАСИРОВ МЫКТЫБЕК ТУРГУНБАЕВИЧ

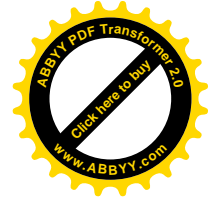
**ПРОЧНОСТЬ И ПЕРЕМЕЩЕНИЯ СБОРНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ
ПЛИТ ПЕРЕКРЫТИЙ МНОГОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ В УСЛОВИЯХ
СЛОЖНОГО ЗАГРУЖЕНИЯ**

Специальность 05.23.01 - строительные
конструкции, здания и сооружения

Диссертация на соискание ученой степени
кандидата технических наук

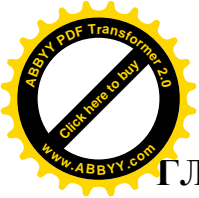
Научный руководитель:
доктор технических наук, профессор
Зулпуев Абдивап Момунович

Бишкек - 2017



О Г Л А В Л Е Н И Е

ВВЕДЕНИЕ	4
ГЛАВА 1. СОСТОЯНИЕ ВОПРОСА, ЗАДАЧИ ИССЛЕДОВАНИЙ И ИХ МЕТОДИЧЕСКИЕ ПРЕДПОСЫЛКИ	9
1.1 Конструктивные особенности несущих конструкций многоэтажных зданий	9
1.2 Расчетные модели несущих конструкций многоэтажных зданий	12
1.3 Расчетные модели для сборных железобетонных плит перекрытий с учетом распорных усилий	14
1.4 Соотношение "напряжение-деформация" для бетона при кратковременном нагружении	17
1.5 Соотношение "напряжение-деформация" для бетона при длительном нагружении	24
1.6 Заключение по главе 1	27
ГЛАВА 2. РАЗРАБОТКА МЕТОДИК РАСЧЕТА СБОРНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПЛИТ ПЕРЕКРЫТИЙ С УЧЕТОМ НОРМАЛЬНЫХ УСИЛИЙ	28
2.1 Основные положения и предпосылки метода расчета	28
2.2. Учет граничных условий и реальных связей в расчете сборных железобетонных плит перекрытий	30
2.3 Алгоритм и подпрограмма для расчета плоско-изгибного напряженного состояния работы. Примеры расчета	40
2.4 Заключение по главе 2	64



ГЛАВА 3. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ СБОРНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПЛИТ ПЕРЕКРЫТИЙ С УЧЕТОМ ГРАНИЧНЫХ УСЛОВИЙ ОПИРАНИЯ	65
3.1 Экспериментальные исследования сборных железобетонных плит перекрытий с учетом распора	65
3.2 Заключение по главе 3	75
ГЛАВА 4. РАСЧЕТ СБОРНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПЛИТ ПЕРЕКРЫТИЙ МНОГОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ И СОПОСТАВЛЕНИЕ ИХ С ДАННЫМИ ЭКСПЕРИМЕНТА.....	76
4.1 Определение несущей способности сборных железобетонных плит перекрытий многоэтажных зданий по методу предельного равновесия.....	76
4.2 Расчет перемещений сборных железобетонных плит перекрытий, подвергнутых изгибу и кручению. Построение аппроксимирующих зависимостей « $M - k$ » и « $H - \varphi$ ».....	83
4.3 Расчет сборных железобетонных плит перекрытий по методу сосредоточенных деформаций и сопоставление их с результатами эксперимента.....	90
4.4 Заключение по главе 4.....	102
ВЫВОДЫ.....	104
СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ.....	105
ПРИЛОЖЕНИЯ 1	118
ПРИЛОЖЕНИЯ 2	121



ВВЕДЕНИЕ

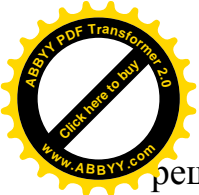
Актуальность темы диссертации. В отечественном строительстве на сегодняшний день в многоэтажных зданиях находят широкое применение сборные железобетонные плиты перекрытия, имеющие самые различные геометрические конфигурации, схемы армирования и условия их закрепления на опорах.

Сборные железобетонные плиты перекрытий многоэтажных зданий в процессе эксплуатации могут подвергаться различным сочетаниям внешних воздействий, в результате чего в отдельных местах возможно появление упругих пластических деформаций, образование и развитие трещин. Как известно, эта ситуация приводит к существенному перераспределению внутренних усилий в результате резкого снижения жесткости сечения. В связи с этим для обеспечения надежности, долговечности конструкций и их экономичности, необходима разработка новых методов расчета, которая наряду с учетом пространственной работы наиболее полно учитывала бы специфические свойства железобетона: наличие трещин, неупругие деформации бетона и арматуры при различных длительностях загрузений.

Однако разработка методов расчета является частью постановления проблемы, и для полного ее решения требуется разработка алгоритмов расчета, с помощью которой на базе современных компьютерных технологий можно было бы проектировать надежные и экономически целесообразные конструкции из сборных железобетонных плит перекрытий.

При исследовании напряженно-деформированного состояния сборных железобетонных плит перекрытий, кроме статических нагрузок, значительную роль играют и динамические нагрузки, которым часто подвергаются здания и сооружения в процессе их эксплуатации, в частности, требуется определение собственных частот и форм свободных колебаний конструкций.

Существующие методы для определения собственных частот и форм колебаний используют алгоритмы, основанные либо на специальных методах



решения задач на собственных значениях, либо используют итерационные методы или другие методы расчета.

Таким образом, сформулированные выше обстоятельства и определяют **актуальность** данных исследований.

Связь темы диссертации с крупными научными программами (проектами) и основными научно-исследовательскими работами.

Основная идея при формировании задач исследования диссертации исходит из процесса реализации Государственной программы «Сейсмическая безопасность в Кыргызской Республике на 2012-2019 годы».

Целью диссертационной работы является совершенствование метода сосредоточенных деформаций для расчета сборных железобетонных плит перекрытий с учетом нормальных усилий.

Поставленная цель достигнута решением в диссертации следующих задач:

- на основе метода сосредоточенных деформаций смоделировать методики расчета для сборных железобетонных плит перекрытий с учетом распорных усилий;

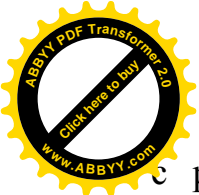
- разработка алгоритма расчета с учетом геометрической нелинейности и нормальных сил в плоскости сборных железобетонных плит перекрытий многоэтажных зданий;

- проведение экспериментальных исследований для изучения работы сборных железобетонных плит перекрытий в условиях сложного напряженно-деформированного состояния с учетом граничных условий, и сопоставление их с результатами расчета аналитики принятой методики.

Научную новизну работы составляют:

- получено точное аналитическое решение задач, который наряду с упруго - пластическим состоянием железобетона, позволяют учесть влияние нормальных усилий на работу сборных железобетонных плит перекрытий.

- впервые получена возможность проследить поведение плосконапряженных железобетонных конструкций на всех стадиях загрузки



с реальными диаграммами деформирования бетона и арматуры с учетом нормальных усилий на основе метода сосредоточенных деформаций;

- на основе метода сосредоточенных деформаций реализован алгоритм и подпрограмма для расчета сборных железобетонных плит перекрытий, который позволяет оценить напряженно-деформированное состояние конструкции в нелинейной стадии с учетом граничных условий;

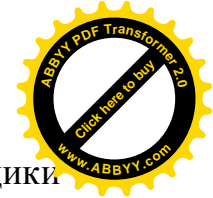
- сопоставление графика прогибов показывает, что прогиб в сборных железобетонных плит перекрытий без учета нормальных сил больше в $1,5 \div 2,0$ раза, чем в сборных железобетонных плит перекрытий с учетом нормальных сил;

- получено точное расстояние влияния нормальных усилий по высоте сечений для сборных железобетонных плит перекрытий, работающих в многоэтажных зданиях. Оно составило в пределах $h/4$ точки от нижней части конструкций.

Практическая значимость полученных результатов. Согласно измерению деформаций силомеров с помощью специальных кривых, определялась равнодействующая нормальная усилия - N . На основе анализа специальных кривых установлено, что нормальная усилия - N действуют в пределах $h/4$ точки по высоте сечения сборных железобетонных плит перекрытий. Это говорит о том, что, нормальные силы возникают на самых ранних ступенях нагружения конструкций.

Влияние нормальных усилий в сборных железобетонных плит перекрытий многоэтажных зданий, при кратковременных нагрузках позволяет наиболее полно использовать прочность бетона сжатой зоны, что приводит к увеличению несущей способности и жесткости сборных железобетонных плит перекрытий многоэтажных зданий.

В соответствии результатом учета нормальных усилий, в процессе проектирования можно несколько раз сократить расход рабочей арматуры сборных железобетонных плит перекрытий многоэтажных зданий.



На основе полученных аналитических решений принятой методики реализован алгоритм расчета и подпрограмма, который позволяет оценить напряженно-деформированное состояние конструкции в нелинейной стадии при любых уровнях воздействия нагрузки и условия закрепления на опорах.

Экономическая значимость полученных результатов. Разработанный алгоритм и подпрограмма «МСД», позволяет определить расчеты изгибаемых сборных железобетонных плит перекрытий с учетом физической и геометрической нелинейности при кратковременном и длительном воздействии внешней нагрузки с учетом условия закрепления на опорах. Это позволяет принять оптимальное конструктивное решение, что отражается на трудозатратах и сроках строительства. Также может привести к сокращению времени разработки и проектирования.

В процессе проектирования стандартных сборных железобетонных плит перекрытий марки ПК 51.15-8 размером 5100x1500x220 с учетом нормальных усилий, сечение рабочей арматуры можно уменьшить и назначить ϕ 13 мм, также увеличить размер ячейки с 150 мм до 200 мм. Общий расход рабочей арматуры сокращается с 59 погонных метров на 50 м. Экономия строительных материалов позволяет получить экономический эффект в 3%.

Кроме того, использование предлагаемых методик обеспечивает безопасность и надежность строительных конструкций зданий, так как учитывает условия, приближенные к их реальной работе, что само по себе является приоритетным показателем научной новизны диссертационной работы.

Основные положения, выносимые на защиту:

- усовершенствование метода сосредоточенных деформаций с моделированием учета нормальных усилий в сборных железобетонных плит перекрытиях;

- аналитическое решение задач по моделированию расчета сборных железобетонных плит перекрытий с учетом влияние нормальных усилий на работу плит перекрытий;



- экспериментальные исследования для выявления резерва по несущей способности сборных железобетонных плит перекрытий в условиях сложного напряженно-деформированного состояния (сложного нагружения) и сопоставление с результатами данных принятой методики.

Личный вклад соискателя. При решении поставленных задач личная заслуга соискателя состоит в том, что самостоятельно усовершенствовал метод сосредоточенных деформаций позволяющий учесть влияния нормальных усилий в проектирование сборных железобетонных плит перекрытий. Автору удалось получить аналитические решения поставленных задач и произвести численную реализацию и подробный анализ полученных результатов.

Апробация результатов исследования. Основные результаты исследований нашли отражение в докладах: на международной научно-практической конференции «Инновации в области строительства транспортных сооружений: становление, проблемы, перспективы» КГУСТА им. Н. Исанова (от 2-3 марта 2016 года); на VII международной конференции, посвященной 80-летию КГТК им. Т.Кулатова «Горное, нефтяное, геологическое и геоэкологическое образование в XXI веке», (от 13-18 мая 2013 г); на республиканской научно-технической конференции молодых ученых «Молодежь в борьбе за научно-технический прогресс» в Кызыл-Кийском институте технологии, экономики и права Баткенского государственного университета (18 мая 2014 г); проходил обсуждение в Кызыл-Кийском институте технологии, экономики и права Баткенского Государственного Университета (протокол №3 от 02 января 2016 г).

Полнота отображения результатов диссертации в публикациях. По результатам диссертационной работы опубликованы 11 научных статей в Кыргызской Республике, Республике Узбекистан и Российской Федерации. Из них 8 опубликовано в журналах РИНЦ.

Структура и объем диссертации. Диссертационная работа состоит из введения, 4 глав, основных выводов, списка использованной литературы из 118 наименований, в т.ч. на иностранных языках 11. Текстовая часть изложена на 125 страницах машинописного текста. В работе содержится 16 таблиц, 37 рисунка и 1 приложение.

ГЛАВА 1. СОСТОЯНИЕ ВОПРОСА, ЗАДАЧИ ИССЛЕДОВАНИЙ И ИХ МЕТОДИЧЕСКИЕ ПРЕДПОСЫЛКИ

1.1 Конструктивные особенности несущих конструкций многоэтажных зданий

В настоящее время в соответствии с ее ориентацией рассматриваются основные, наиболее популярные конструктивные системы: каркасные, плоскостные и комбинированные (рис. 1.1.1). Используемый в данном исследовании метод сосредоточенных деформаций [27, 28, 37, 52, 53, 87 и др.] реализован таким образом, что в нем нет обычно распространенного различия расчетов между каркасными и плоскостными элементами многоэтажных зданий.

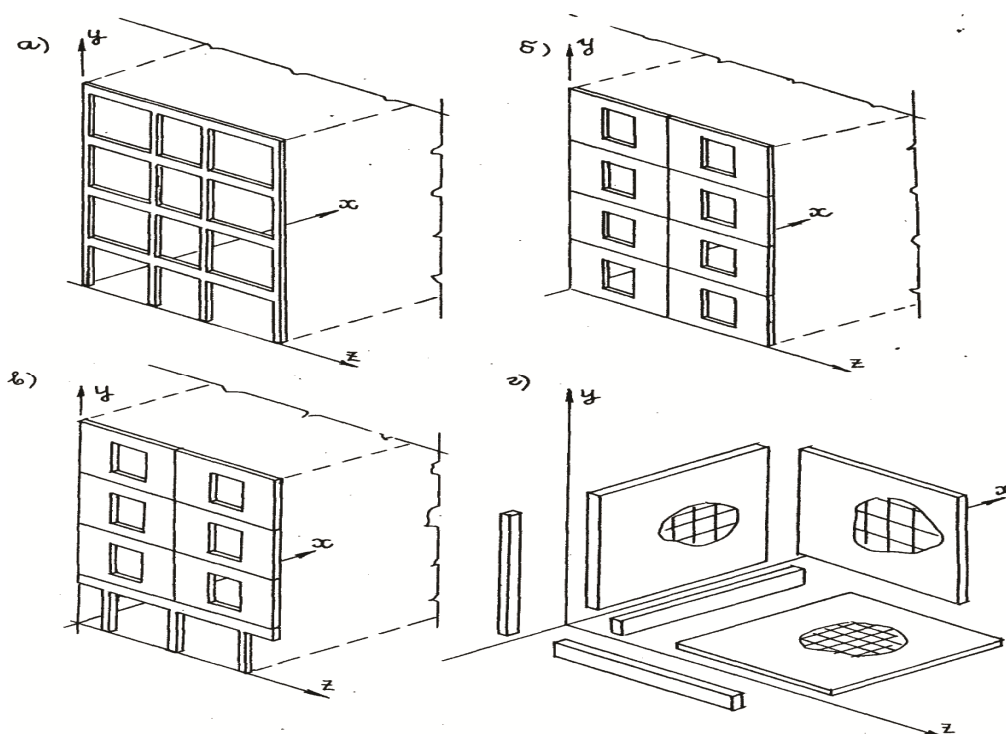


Рис. 1.1.1. Конструктивные несущие системы многоэтажных зданий и сооружений: а) – каркасная, б) – панельная, в) – комбинированная, г) – стержневые и плоскостные элементы в несущих системах.



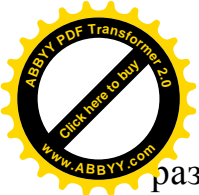
Сборная железобетонная плита перекрытия как изгибаемый элемент метода сосредоточенных деформаций с шестью степенями свободы может рассматриваться как элемент общего вида, на основе которого строятся как частные случаи, так и все другие железобетонные каркасные, плоскостные элементы (панельные стены, диафрагмы жесткости, монолитные стены и др.), изгибаемые плоскостные элементы с поперечной нагрузкой. Несущие системы многоэтажных зданий и сооружений в виде каркасного типа в странах СНГ и ближнего зарубежья начали внедряться с 1950 г., однако широкое распространение получили только при строительстве многоэтажных общественных и промышленных зданий. Из вышеизложенного краткого анализа опыта проектирования и исследования строительства несущих систем многоэтажных зданий и сооружений в виде каркаса дальнего зарубежья, стран СНГ и ближнего зарубежья, можно сделать следующие выводы:

1. При имеющейся мощной производственной базе по производству сборных железобетонных плит перекрытий многоэтажных зданий и сооружений в странах СНГ развивается стандартизация строительной конструкции, при которой из ограниченного набора готовых изделий можно возводить самые многообразные объекты.

2. Объемно-планировочные решения при абсолютном многообразии зданий, стандартизация и типизация конструкций требуют унификации конструктивных решений, узлов, нагрузок.

3. В настоящих условиях потребность к точности расчетов несущих систем многоэтажных зданий и сооружений возрастает, и становится все более экономически целесообразным использование современной вычислительной техники, так как массовая повторяемость сборных железобетонных плит перекрытий, их расчетных схем и нагрузок соответственно приводит к экономии бетона и арматуры.

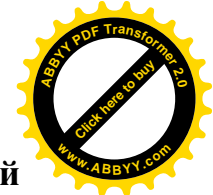
Несущие системы многоэтажных зданий в виде плоскостных конструктивных элементов образуются из вертикальных и горизонтальных панелей – стен и перекрытий, причем эти конструкции могут выполняться из



различных материалов и разными способами. Эти несущие системы многоэтажных зданий и сооружений в виде плоскостных конструктивных элементов по сравнению с каркасными элементами обладают рядом преимуществ, а именно: увеличиваются темпы строительства зданий, сжимаются сроки строительства и уменьшается расход металла на 1 м² общей площади.

Вертикальными плоскостными конструктивными элементами несущих систем многоэтажных зданий являются наружные и внутренние стеновые панели, образующие панельные столбы. Наружные стеновые панели выполняются однослойными или многослойными, предназначенными обеспечивать восприятие вертикальных и горизонтальных нагрузок, а также переносить влияние температурно-влажностных деформаций. Внутренние стеновые панели выполняются, как правило, из железобетона, и их толщина определяется требованиями несущей способности и звукоизоляции многоэтажных зданий.

В плоскостных конструктивных элементах несущих систем многоэтажных зданий решающую роль в обеспечении прочности и устойчивости здания играют горизонтальные и вертикальные стыки. Для многих разновидностей стыков установлены экспериментально-теоретическим путем основные характеристики жесткости (податливости), которые естественным образом вписываются в расчетную модель метода сосредоточенных деформаций. Комбинированные конструктивные элементы несущих систем многоэтажных зданий, согласно принятой здесь обобщенной классификации – это такие, несущими элементами которых являются стержни и пластины.



1.2 Расчетные модели несущих конструкций многоэтажных зданий

На современном этапе числится следующая классификация расчетных моделей для несущих конструкций многоэтажных зданий:

- континуальная;
- дискретно-континуальная;
- дискретная.

В несущих конструкциях многоэтажных зданий континуальные модели из-за особенности моделируемых несущих систем не получили широкого распространения. В предлагаемой модели необходимо производить расчет двумя способами, сначала континуализируя дискретные признаки несущей системы, а затем вновь дискретизируя полученные результаты. В связи с этим континуальные модели в расчетах несущих конструкций многоэтажных зданий применяются реже, отдавая предпочтение дискретно-континуальной и дискретной моделям.

Таким образом, в расчетах несущих конструкций многоэтажных зданий широкомасштабно используется дискретно-континуальная модель, разработанная в следующих исследованиях [36], в основы которых положена научная тенденция, формируемая ниже в работах [2, 10, 13, 29, 30, 35, 38, 39, 71, 76, 83, 105 и др]. В расчете несущих конструкций многоэтажных зданий впервые дискретно-континуальная расчетная модель в форме составных стержней [88] была использована в [90].

Расчетная дискретно-континуальная модель согласно [36], представляет континуализацию по вертикали, что свойственно компактным проектам для зданий с большой этажностью, в основном настоящие модели составляют дискретные вертикальные элементы – столбы (глухие стены, простенки, диафрагмы и ядра жесткости и другие) и податливые, распределенные по высоте продольные связи (перемычки, перекрытия, ригели и другие); поперечные связи (плиты перекрытия) принимаются чаще всего недеформируемыми и учитывающими податливость перекрытий в своей плоскости.



Если представить вертикальные элементы многоэтажных зданий как дискретное для замкнутых в плане участков, например, ядра жесткости, то это позволяет раскрыть деформацию горизонтальных сечений несущей системы многоэтажных зданий и сооружений и стесненное кручение, вызывающее бимоментное напряженно-деформированное состояние конструкций.

В дискретно-континуальной расчетной модели несущих конструкций многоэтажных зданий математической формой, представленной в следующих работах [36], является система дифференциальных уравнений второго порядка относительно нормальных сил в столбах, являющаяся следствием сопротивления продольных связей сдвига и которые можно принимать как дополнительные или внутренние силы метода сил при удалении связей; число неизвестных нормальных сил равно числу рядов продольных связей, т.е. размер системы дифференциальных уравнений для реальных зданий составляет всего несколько десятков. В несущей системе многоэтажных зданий и сооружений, если имеются замкнутые контуры в плане, то возникают новые неизвестные как бимоменты, которым соответствуют свои дополнительные дифференциальные уравнения.

Расчеты дискретно-континуальной модели, в форме [36] и ее вариантах, широко применяются в исследовательских, проектных и исследовательских институтах, которые в других формах исследованы в следующих работах [74, 82 и др.]. А также зарубежный опыт свидетельствует, что дискретно-континуальные расчетные модели для несущих конструкций многоэтажных зданий развивались в следующих трудах [107, 110, 113, 115, 117 и др.]. На современном этапе широкомасштабно развиваются нелинейные работы дискретно-континуальной модели в работах [23, 26, 36, 82, 83, 89 и др.].

В связи с этим дискретно-континуальная расчетная модель оказалась довольно приспособленной и перспективной; его потенциальные возможности, вероятно, будут формироваться и в будущем. Кроме того, можно предполагать, что дискретно-континуальные расчетные модели по критерию формирования вычислительной техники все плотнее будут заменяться дискретными



расчетными моделями вследствие большей общности, универсальности и хорошей математической обеспеченности.

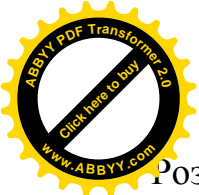
В настоящее время большими усилиями многих ученых в следующих работах [3, 20-22, 41, 67, 68, 72, 80, 81 и др.] исследованы основные показатели для дискретных расчетных моделей несущих систем многоэтажных зданий. На основе данных дискретных расчетных моделей несущих систем многоэтажных зданий и сооружений разработано несколько поколений программного обеспечения для вычислительной техники.

1.3 Расчетные модели для сборных железобетонных плит перекрытий с учетом распорных усилий

В решении приближенного дифференциального уравнения с соответствующими граничными условиями закрепления на опорах для сборных железобетонных плит перекрытий многоэтажных зданий широко используются численные методы расчета, позволяющие сближение краевой задачи к системе линейных алгебраических уравнений и ориентированные на применение вычислительной техники. На сегодняшний день метод конечных разностей в работах Маркуса Г.М., Варвака М.И., Вайнберга Д.В., Канторовича Л.В. и др. для расчета сборных железобетонных плит перекрытий многоэтажных зданий и сооружений в упругой постановке задачи применяется мало из-за того, что с его помощью довольно сложно учитывать граничные условия.

Разработанные Ритцем В., Курантом Р., Галеркиным Б.Г. и др. вариационно-разностные методы также обладают рядом недостатков: трудность содержится в том, что в системах координатных функций для сложных конфигураций конструкций существует трудоемкость синтеза алгебраических уравнений и т.д.

В последние годы самое большое распространение приобрел метод конечных элементов (МКЭ), разработанный в трудах Куранта Р., Мелоша Р.Д.,



Розина Л.А. и др., и располагающий ряд методологических и алгоритмических преимуществ. Тем не менее, как показывают многочисленные экспериментальные и теоретические исследования, упругие расчеты удовлетворительно описывают работу сборных железобетонных плит перекрытий многоэтажных зданий только лишь в начальной стадии внешней нагрузки, до появления трещин.

На сегодняшний день наиболее полно физические и геометрические свойства бетона и арматуры учитывает концепция расчета сборных железобетонных плит перекрытий многоэтажных зданий, предложенная Н.И. Карпенко. Связь между векторами кривизны и моментов позволяют представить в матричной форме и подходящей для осуществления расчетного алгоритма программы на вычислительной технике. С появлением вычислительной техники стала мыслимой реализация численных методов расчета сборных железобетонных плит перекрытий многоэтажных зданий с учетом трещинообразования, развитие которых дано в следующих трудах [58, 87].

В своем изучении Кукунаев В.С. разработал алгоритм расчета с учетом геометрической нелинейности и нормальных сил в плоскости сборных железобетонных плит перекрытий многоэтажных зданий, что, как показывают экспериментальные исследования, играет существенную роль для плит с закрепленным контуром. Тем не менее, автору не удалось принять подходящие для практического применения алгоритм и программы для расчета, они неудовлетворительно описывали поведение конструкции после начала текучести в арматуре и не подавали решения для этапов, близких к разрушению.

В своей работе Шевченко В.Н. развил алгоритм и программу для расчета плит перекрытий с трещинами на вычислительной технике, а для учета граничных условий включаются узлы сетки за пределами контура. Выбранная им физическая модель железобетона не учитывает хрупкого разрушения.



Из вышесказанного следует отметить, что численные методы расчета плит перекрытий с учетом трещинообразования в основном ориентированы на деформационный расчет и неудобны для оценки несущей способности.

В настоящее время сборные железобетонные плиты перекрытий многоэтажных зданий недостаточно рассматриваются с линейной схемой закрепления на опорах без учета нормальных усилий, возникающих в результате стеснения в своей плоскости. Работа таких сборных железобетонных плит перекрытий многоэтажных зданий в предельном состоянии влияния нормальных усилий может оказаться существенной.

Учет влияния распора на несущую способность и жесткость железобетонных плит перекрытий, закрепленных от горизонтальных смещений, указан в работе [88], который показал, что эффект распора в ряде случаев приводит к возрастанию несущей способности в несколько раз.

В своем исследовании Крылов С.М., на основании анализа результатов исследований опытных перекрытий многоэтажных каркасных зданий, предложил расчетную схему учета распора при определении несущей способности плит. Величина распора определяется для момента разрушения в зависимости от сопротивления окружающих конструкций по смещению опорных шарниров.

В работе Янкелевича М.А. предложена методика расчета плит перекрытий, работающая с распором по методу предельного равновесия с последовательным уточнением геометрии конструкции и распорных усилий.

Для оценки прогибов плит перекрытий до настоящего времени широко применяется способ, предложенный Королевым А.Н. и Крыловым С.М., который неоднократно уточнялся для различных условий закрепления [33, 40 и др.].

В своих трудах П.Г. Фролов, учитывая взаимосвязь распоров, изгибных и осевых жесткостей, эксцентриситетов и прогибов, расчет балки выполняет с помощью вычислительной техники шаговым итерационным методом.



Из вышеизложенного анализа следует, что расчетные модели и методика, применяемые в настоящее время для сборных железобетонных плит перекрытий многоэтажных зданий, весьма приближенно учитывают реальную работу конструкций и условия закрепления по контуру.

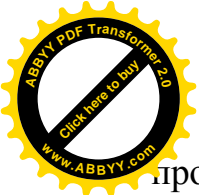
На основе проведенного анализа расчет сборных железобетонных плит перекрытий многоэтажных зданий, объединенных податливыми связями, можно реализовывать методом сосредоточенных деформаций.

Простота учета податливых соединений между элементами или в опорных устройствах при расчете сборных железобетонных плит перекрытий многоэтажных зданий является одним из достоинств этого метода. Основные положения метода сосредоточенных деформаций применительно к сборным железобетонным конструкциям разработаны в следующих трудах [40, 44, 46, 48, 50, 89, 96, 101, 110 и т.д.].

1.4 Соотношение «напряжение – деформация» для бетона при кратковременном нагружении

В условиях разнообразных нагрузок соотношение «напряжение-деформация» для бетона и арматуры при одноосных и многоосных напряженных состояниях « $\sigma_m - \varepsilon_m$ » является главным составляющим расчетных моделей несущих конструкций многоэтажных зданий. В сборных железобетонных плитах перекрытий многоэтажных зданий для стыков между разными элементами необходимо также располагать сведениями характеристики данных стыков в форме «усилие-перемещение»; в отдельных случаях для стыков необходимо составить собственные расчетные модели, в которых может быть осуществлено соотношение «напряжение-деформация».

В отдельных случаях благоприятно использование полных сборных железобетонных конструкций несущих систем многоэтажных зданий, которое можно представить в виде соединительных элементов, учитывая в них обобщенную зависимость «усилие-перемещение», например, устраиваются над



проемными железобетонными перемычками в дискретно-континуальной расчетной модели. В настоящее время наблюдается постоянная, повышенная и возрастающая заинтересованность к соотношению « $\sigma_m - \varepsilon_m$ » диаграмм деформирования бетона и арматуры, а также экспериментальному подтверждению, аналитическому описанию и применению в следующих работах [3–16, 21–25, 31–34, 36, 40, 41–70, 72, 73, 75–79, 82–85, 102, 103, 106 и др.]. Соотношение полных диаграмм « $\sigma_m - \varepsilon_m$ » деформирования бетона и арматуры, включая нисходящие ветви, получается в экспериментах с проверкой перемещений (деформаций): задаются отдельные деформации и фиксируются надлежащие им напряжения (рис. 1.4.1б).

В предоставленной основной схеме испытаний (рис. 1.4.1а) при постоянной скорости приложения напряжений ($\Delta\sigma_i/\Delta t_i = \text{const}$), где Δt_i – время приложения нагрузки на i -ом этапе, соответствующие деформации растут опережающими темпами ($\Delta\varepsilon_i/\Delta t_i \neq \text{const}$), и это связано с неупругими деформациями (ползучестью). Такую схему воздействия внешней нагрузки в некоторых случаях называют «мягкой», а вторую – «жесткой» [85].

При воздействии внешней нагрузки деформаций или вынужденными деформациями с постоянной скоростью увеличения ($\Delta\varepsilon_i/\Delta t_i = \text{const}$) соответствующие им напряжения увеличиваются. С постепенным замедлением ($\Delta\sigma_i/\Delta t_i \neq \text{const}$) возникает эффект релаксации напряжений; вторая схема в практической реализации сложнее, но при этом можно получать полные диаграммы « $\sigma_m - \varepsilon_m$ » деформирования бетона и арматуры с учетом нисходящих ветвей.

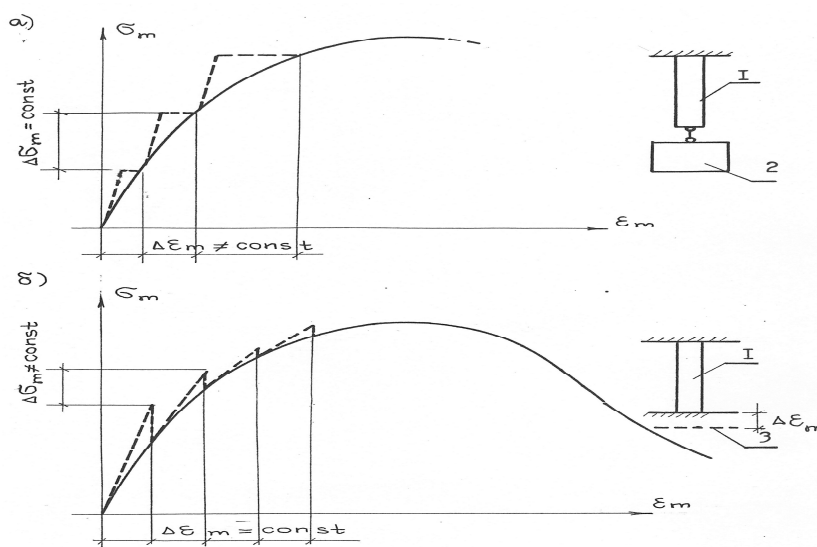


Рис. 1.4.1. Диаграммы « σ_m - ε_m » деформирования бетона и арматуры:

- а) – мягкая схема (при действии «висячего» груза); б) – жесткая схема(при задаваемых деформациях). 1 – опытный образец;
2 – «висячий» груз; 3 – силовое «жесткое» устройство.

В данном случае изображенные схемы внешней нагрузки являются идеализированными. В основной схеме внешняя нагрузка может быть «висячей», т.е. только увеличивающейся поэтапно, и к испытательному стенду не предъявляются требования в связи с ее внутренней жесткостью. А во второй схеме внешней нагрузки испытательный стенд должен обладать абсолютной внутренней жесткостью.

В действительности приходится согласиться с обязательными отклонениями от показанных требований, результатом чего являются отличия в диаграммах « σ_m - ε_m » деформирования бетона и арматуры в экспериментах авторов, употребляющих схемы с разнообразными испытательными стендами. Это в особенности воздействует на характер нисходящих участков диаграмм « σ_m - ε_m » деформирования бетона и арматуры.

В связи с этим следует полагать, что актуальна задача составления регламентирующего документа, обуславливающего требования к параметрам испытательных стендов и технологии испытаний.



Вместе с тем в настоящее время испытательные стенды чрезвычайно многообразны, поэтому к ним предъявляются отдельные общие требования:

- они соответственно должно быть более простыми по форме и универсальными;

- по принципам теории вероятности и математической статистики параметры диаграммы « σ_m – ε_m » деформирования бетона и арматуры должны иметь надлежащее обоснование;

- для расчета сборных железобетонных плит перекрытия многоэтажных зданий и сооружений по предельным состояниям и оценке результатов испытаний, диаграммы « σ_m – ε_m » деформирования бетона и арматуры должны быть пригодными и удобными;

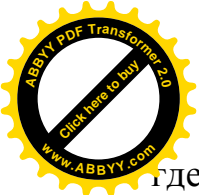
- в диаграммах деформирования бетона и арматуры должны быть учтены различные факторы времени и повторной внешней нагрузки;

- диаграммы « σ_m – ε_m » деформирования бетона и арматуры должны легко связываться с современными расчетными подходами с применением вычислительной техники, т.е. возможность для построения матриц жесткости сечений, элементов и систем, а также осуществления различных итерационных процессов, характерных для расчетов сборных железобетонных плит перекрытий многоэтажных зданий.

Наибольшее использование из всех аналитических способов диаграммы « σ_m – ε_m » деформирования бетона и арматуры получили степенные в следующих работах [3 - 9 и др.].

В большинстве случаев степенные зависимости часто используются для связи между другими физическими величинами. Например, в работе Смирнова О.Г. применена зависимость для изображения связи между перемещениями q_x арматурного стержня в сечениях с координатой X , подвергнутого выдергиванию из железобетонного элемента.

$$q_x \approx \sum_n a_n \sigma_x^n \quad (1.4.1)$$



где: a_n – экспериментальные параметры, количество которых

отвечает требуемой точности описания зависимости « $q_x - \sigma_x$ »;

где: σ_x – нормальное напряжение в арматуре в сечении с координатой X.

Для отыскания параметров a_n базой предназначалась экспериментальная зависимость « $q_o - \sigma_o$ » между смещениями q_o и напряжениями σ_o на свободном конце арматурного стержня. Параметры a_n находятся из решения системы алгебраических уравнений вида

$$\{q_o\} = [\sigma_o^n] \cdot \{a_n\}, \quad (1.4.1a)$$

где: $\{q_o\} = \{q_{o1}, q_{o2}, \dots, q_{om}\}^m$ – вектор опытных значений для перемещений арматурного стержня на свободном конце;

$[\sigma_o^n]$ – матрица, элементами которой служат нормальные напряжения (в степенях n) на свободном конце;

$\{a_o\} = \{a_{o1}, a_{o2}, \dots, a_{on}\}^m$ – искомые параметры.

По ходу решения задачи отыскание параметров a_n в данном случае является общим в математическом отношении для аналогичных нелинейных задач.

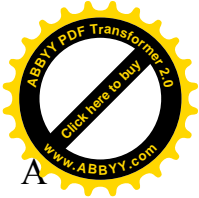
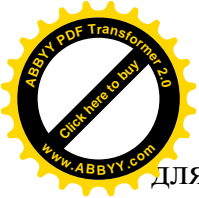
Применительно к диаграмме « $\sigma - \varepsilon$ » деформирования бетона и арматуры формула (1.4.1) выглядит так:

$$\sigma = \sum_n \varepsilon_n \varepsilon^n \quad (1.4.2)$$

где: n – целые степени.

Соотношение зависимости « $\sigma - \varepsilon$ » диаграммы деформирования бетона и арматуры типа (1.4.2) имеют определенный недостаток, так как они тяжело обращаются, т.е. обратная запись в форме « $\varepsilon - \sigma$ » требует решения нелинейных алгебраических уравнений высокого порядка. Кроме того, в формуле (1.4.2) составляет трудность учитывать влияние факторов длительности и повторности внешней нагрузки.

В этом исследовании использованы « $\sigma_m - \varepsilon_m$ » в форме [69], данные диаграммы деформирования бетона и арматуры введены в расчетные формулы



для элементов матриц жесткости сечений, элементов и несущих систем. А также введен алгоритм программы для вычислительной техники, на его основе решены численные примеры и сравнены результаты теоретических и экспериментальных данных.

В соответствии [69], диаграммы « $\sigma_m - \varepsilon_m$ » деформирования для бетона и арматуры при одноосном сжатии и растяжении принимаются в единообразной форме:

$$\sigma_m = E_m \cdot v_m \cdot \varepsilon_m, \quad (1.4.3)$$

где: v_m – коэффициенты упругих деформаций материала (бетона и арматуры).

Для упругих (линейных) участков диаграмм $v_m = 1$, а для нелинейного (восходящего и нисходящего) участков имеет следующий вид:

$$v_m = v_m^* \pm (v_o - v_m^*) \cdot (1 - e_{1,m} \cdot \eta_m - e_{2,m} \cdot \eta_m^2)^{0,5}, \quad (1.4.4)$$

где: v_m^* – значение v_m для вершины диаграммы;

$$\eta_m = (\sigma_m - \sigma_{m,l}) / (\sigma_m^* - \sigma_{m,l});$$

σ_m^* – напряжение для вершины диаграммы;

$\sigma_{m,l}$ – напряжение, отвечающее за линейную часть диаграммы;

$e_{1,m}$ – коэффициент, характеризующий вид материала;

$$e_{2,m} = 1 - e_{1,m}$$

Конкретные значения параметров бетона и арматуры приводятся в [69], на рис. 1.4.2 приведен свойственный вид диаграммы « $\sigma_b - \varepsilon_b$ » деформирования для бетона при сжатии и растяжении.

В настоящее время при исследовании сборных железобетонных плит перекрытия многоэтажных зданий и сооружений для диаграммы арматуры « $\sigma_s - \varepsilon_s$ » не удается установить нисходящую ветвь. Так как обрыв арматуры с площадкой текучести носит мгновенный характер, и современные испытательные устройства не в состоянии контролировать процесс обрыва арматуры.

В большинстве случаев сборных железобетонных плит перекрытий многоэтажных зданий обрыв арматурного стержня характеризует потерю

несущей способности в сечении, после чего конструкция не поддается описанию.

В случае обрыва ряд арматур сборных железобетонных плит перекрытия многоэтажных зданий и сооружений может оставаться жизнеспособной (статически неопределимые стержневые системы, сечения с распределенным расположением арматуры по высоте, плосконапряженные конструкции и т.д.).

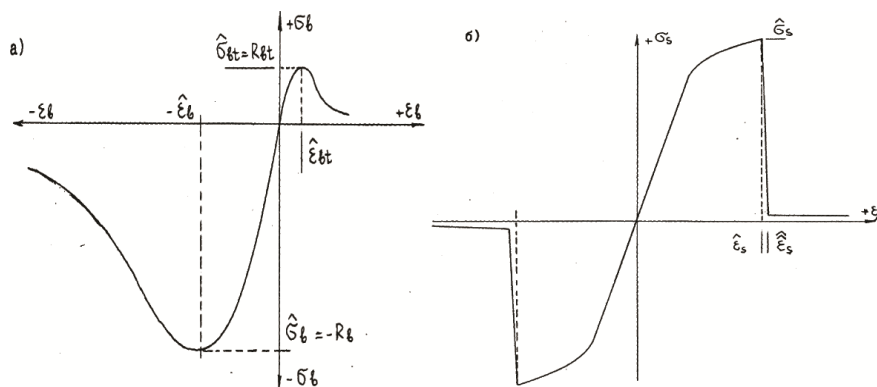


Рис. 1.4.2. Диаграммы «напряжение – деформация» с одноосной кратковременной внешней нагрузкой:

а) – бетона; б) – арматуры.

В связи с этим рационально для арматурных стержней в диаграммах « $\sigma_m - \varepsilon_m$ » деформирования бетона и арматуры можно удерживать нисходящую ветвь. Для остальных случаев – как в двух- и многоосных напряженных состояниях в бетоне (и арматуре) - соотношения между напряжениями и деформациями будут носить многомерный характер, который можно описать в форме (1.4.3), имея в виду, что модуль деформаций будет иметь сложный характер, определяемый уровнем и соотношением напряжений, а также взятым положением координатных осей.

В большинстве работ по изучению напряженно-деформированного состояния сборных железобетонных плит перекрытий с трещинами, исследовался его характер разрушения при кратковременной нагрузке. А в



реальности конструкции могут быть загружены в различных сочетаниях длительно действующими и кратковременными нагрузками. Возможности учета таких сочетаний очень необходимы для исследования предельных состояний сборных железобетонных плит перекрытий, подвергающихся проявлению ползучести, усадки и релаксации при обследовании долговечности несущих конструкций зданий.

1.5 Соотношение «напряжение - деформация» для бетона при длительном нагружении

В условиях длительного действия нагрузки сборные железобетонные плиты перекрытий многоэтажных зданий рассматривались многими исследователями [25, 92-104, и др.], в этих трудах для описания работы бетона принимались различные модели. Например, Ю.П. Гуца [25] предлагает для искомой зависимости $\sigma_b = f(\varepsilon_b)$ многочлен вида:

$$\sigma_b = k_1\eta + k_1\eta^2 + k_1\eta^3 + \dots + k_n\eta^n + \dots, \quad (1.5.1)$$

где: $\eta = \varepsilon/\varepsilon_R$ и при этом установлено, что для кривых, имеющих нисходящую ветвь, можно принять $n = 4$, а для кривых, не имеющих нисходящей ветви – $n = 3$.

В работе Зулпуева А.М., в отличие от [25], для различной длительности внешней нагрузки принимается зависимость $\sigma_b = f(\varepsilon_b)$ в виде многочлена 4 степени:

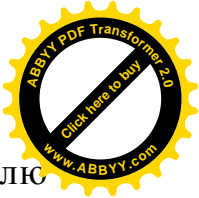
$$\sigma_b/R_b = k_1\eta + k_1\eta^2 + k_1\eta^3 + k_4\eta^4, \quad (1.5.2)$$

где: $\eta = \varepsilon/\varepsilon_R$ – безразмерная переменная;

ε_u – предельная деформация;

ε_R – деформация, соответствующая максимальному сопротивлению бетона.

Находим неизвестные коэффициенты k_i ($i = 1, 4$) в выражении (1.5.2) из начальных условий:



1) производная функция (1.5.2) в точке $\varepsilon = 0$ равна начальному модулю упругости бетона (тангенс угла наклона равен $E_b(\varepsilon_R/R_b)$):

$$(\sigma_b/R_b)_{\eta=0} = E_b(\varepsilon_R/R_b) \quad (1.5.3)$$

2) производная функция (1.5.2) в точке $\varepsilon = \varepsilon_R$ равна 0 (касательная к кривой в данной точке параллельна оси деформаций):

$$(\sigma_b/R_b)_{\eta=0} = 0; \quad (1.5.4)$$

3) производная функция (1.5.2) в точке $\varepsilon = \varepsilon_R$ ($\sigma_b = R_b$) достигает максимального значения, равного 1:

$$(\sigma_b/R_b)_{\eta=0} = 1; \quad (1.5.5)$$

4) производная функция (1.5.2) в точке $\varepsilon = \varepsilon_u$ (предельное значение деформации) достигает значения, равного $\varepsilon_u/\varepsilon_R$:

$$(\sigma_b/R_b)_{\eta=0} = \varepsilon_u/\varepsilon_R; \quad (1.5.6)$$

Подставляя в формулу (1.5.3) - (1.5.6) формулу (1.5.2) и приводя к системе линейных алгебраических уравнений, можно вписать в матричном виде:

$$\begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 \\ 1 & 2 & 3 & 4 \\ 1 & 1 & 1 & 1 \\ \left(\frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_R}\right) & \left(\frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_R}\right)^2 & \left(\frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_R}\right)^3 & \left(\frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_R}\right)^4 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} k_1 \\ k_2 \\ k_3 \\ k_4 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} E_b \frac{\varepsilon_R}{R_b} \\ 0 \\ Q_{\max} \\ Q_{fin} \end{Bmatrix}, \quad (1.5.7)$$

где: Q_{\max} – величина максимального относительного напряжения ($\varepsilon = \varepsilon_R$);

Q_{fin} - величина относительного напряжения, соответствующего разрушению $\varepsilon = \varepsilon_u$.

Согласно формуле (1.5.7) при k_i ($i = 1,4$) производились численные расчеты для различных длительностей внешней нагрузки от $t = 60$ мин до $t = 100$ лет, включая начальные параметры бетона.

Принимая для перехода от относительных величин деформаций $\eta = \varepsilon/\varepsilon_R$ к их абсолютным значениям, ε можно написать в виде следующих зависимостей



$$\sigma_b/R_b = a \cdot \varepsilon + b \cdot \varepsilon^2 + c \cdot \varepsilon^3 + d \cdot \varepsilon^4 \quad (1.5.8)$$

и для построения графиков этих зависимостей в единой системе координат следует выполнить обратное преобразование по соотношениям

$$a = k_1/\varepsilon_R + k_2/\varepsilon_R^2 + k_3/\varepsilon_R^3 + k_4/\varepsilon_R^4 \quad (1.5.9)$$

Графики зависимостей «напряжение – деформация» для различных длительностей действия внешней нагрузки, вычисленные по формуле (1.5.8), приведены на рис.1.5.1.

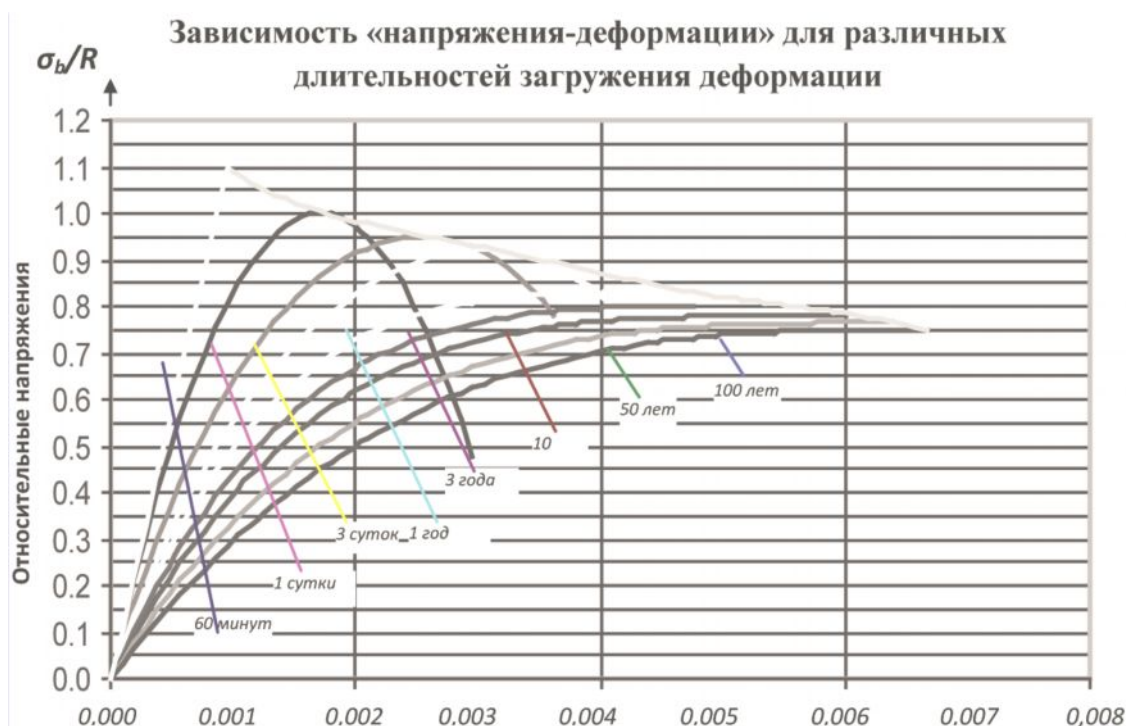


Рис. 1.5.1. Графики зависимостей «напряжения – деформации»

Учитывая соотношение $(\sigma_b/R_b) - \varepsilon$ для различных длительностей внешней нагрузки, необходимо установить общую кривую (огibaющую), которая позволяет описывать зависимость (1.5.8) для каждой уровневшей нагрузки. Далее употребим для этого метод наименьших квадратов, а искомую кривую будем предполагать в виде алгебраического многочлена m степени:

$$\sigma_b/R_b = A_0 + A_1 \cdot \varepsilon + A_2 \cdot \varepsilon^2 + A_3 \cdot \varepsilon^3 + \dots + A_m \cdot \varepsilon^m \quad (1.5.10)$$



Вследствие этого имеем зависимость для огибающей в виде следующей полиномиальной зависимости 5 порядка, полученную сглаживанием по методу наименьших квадратов ординат точек, соответствующих максимальным значениям кривых $\sigma_b/R_b = f(\varepsilon_b)$ для различных длительностей внешней нагрузки.

$$\sigma_b/R_b = A_0 + A_1 \cdot \varepsilon + A_2 \cdot \varepsilon^2 + A_3 \cdot \varepsilon^3 + A_4 \cdot \varepsilon^4 + A_5 \cdot \varepsilon^5, \quad (1.5.11)$$

Значение функции (1.5.11) стремится при $\varepsilon \rightarrow 0,001$ (соответствует длительности внешней нагрузки, приближенно $t = 1 \dots 3$ с) и стремится к 0,75 при $\varepsilon \rightarrow 0,007$ (соответствует длительности внешней нагрузки $t = 100$ лет и более). Вычисленные результаты хорошо согласуются с данными экспериментов и положениями, действующих по СНиП [91].

1.6 Заключение по главе 1

В результате анализа сборных железобетонных плит перекрытий многоэтажных зданий на основе отечественного и зарубежного опыта и опыта стран СНГ, а также методов их расчета, были сформулированы следующие задачи и методы данных исследований.

- на основе метода сосредоточенных деформаций разработать дискретные расчетные модели для расчета сборных железобетонных плит перекрытий многоэтажных зданий с учетом нормальных усилий, возникающих в результате стеснения в своей плоскости;

- составление алгоритмов и подпрограммы для расчета сборных железобетонных плит перекрытий многоэтажных зданий с учетом граничных условий на вычислительной технике;

- проведение экспериментальных исследований на прочность и перемещение сборных железобетонных плит перекрытий, и сопоставление их с данными результатов данной дискретной расчетной модели и других исследователей.



ГЛАВА 2. РАЗРАБОТКА МЕТОДИК РАСЧЕТА СБОРНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПЛИТ ПЕРЕКРЫТИЙ С УЧЕТОМ НОРМАЛЬНЫХ УСИЛИЙ

2.1. Основные положения и предпосылки метода расчета

Сборные железобетонные плиты перекрытий многоэтажных зданий входят как части плоскостных элементов несущих систем многоэтажных зданий. Изгибное напряженное деформированное состояние пространственно работающих несущих систем многоэтажных зданий, сопровождается компонентами плоского напряженного деформированного состояния.

Плоское напряженное деформированное состояние в изгибаемых сборных железобетонных плитах перекрытий многоэтажных зданий развивается вследствие нагрузок в плоскости плит, а также при граничных условиях опирания и развития физической и геометрической нелинейности.

Из различных методов для расчета изгибаемых сборных железобетонных плит перекрытий многоэтажных зданий наибольшей универсальностью и полнотой обладает метод конечных элементов [22, 69 и др.].

Вместе с тем при учете нелинейности железобетонных стержней в методе конечных элементов, элементы матрицы внутренней жесткости приходится искать в главных центральных осях, изменяющих свое положение в зависимости от уровня напряженно-деформированного состояния и длительности действия внешней нагрузки. В методе сосредоточенных деформаций матрицы внутренней жесткости элементов формируются прямо на основании матриц жесткости сечений в неизменных координатных осях без перехода к центральным осям сечений.

Это условие свидетельствует о значительном достоинстве метода сосредоточенных деформаций.



В данной работе впервые излагается расчетная модель для сборных железобетонных плит перекрытий многоэтажных зданий с учетом нормальных усилий, возникающих в результате стеснения в своей плоскости с применением метода сосредоточенных деформаций.

При расчете по методу конечных элементов для сборных железобетонных плит перекрытия многоэтажных зданий, должна быть, прежде всего, составлена матрица жесткости нормальных сечений. В основном методе конечных элементов, упругий плоский конечный элемент вводится с характеристиками жесткости (осевой, изгибной, сдвиговой) нормальных сечений, вычисляемых относительно главных центральных осей, которые для упругих плоских элементов принимаются за координатные сохраняя свое неизменное положение независимо от уровня внешней нагрузки.

Как правило, для сборных железобетонных плит перекрытий многоэтажных зданий, работающих при значительных неупругих деформациях в бетоне (часто с трещинами в растянутых зонах) и арматуре, положение главных центральных осей изменяется по мере роста действия внешней нагрузки.

В соответствии с этим для расчета сборных железобетонных плит перекрытий многоэтажных зданий по методу конечных элементов потребуется значительный объем вычислительных работ, связанный с корректировкой матриц жесткости вследствие не только нелинейности деформируемых конструкции, но и изменения положения главных центральных координатных осей.

В настоящей работе принимаемый метод сосредоточенных деформаций по способу построения матриц жесткости нормальных сечений сборных железобетонных плит перекрытий многоэтажных зданий относительно принятых, произвольно расположенных и не меняющих свое положение координатных осей является наиболее удобным. Он позволяет разрешать элементы с любыми поперечными сечениями в единообразной конфигурации, пригодной для расчета прочности, деформаций, ширины раскрытия трещин и



прогибов и учесть нормальных усилий от распора. Для расчета сборных железобетонных плит перекрытий многоэтажных зданий в условиях нелинейности по методу конечных элементов в его традиционной форме необходимо выбирать размеры конечных элементов достаточно маленькими, чтобы в их пределах упругопластические характеристики материалов находились постоянными. Это обстоятельство существенно ограничивает возможности метода конечных элементов для расчета сборных железобетонных плит перекрытий многоэтажных зданий.

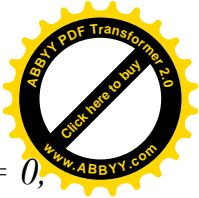
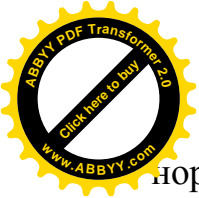
2.2. Учет граничных условий и реальных связей в расчете сборных железобетонных плит перекрытий

В расчетах сборных железобетонных плит перекрытий по предлагаемой автором модели расчета опорные элементы метода сосредоточенных деформаций примыкают к опорам через условные собственные податливые связи метода сосредоточенных деформаций, моделирующие деформационные свойства опорных элементов метода сосредоточенных деформаций.

Следовательно, независимо от способа опорных реакций сборных железобетонных плит перекрытий количество неизвестных метода перемещений остается постоянным, при этом будет равным $6 \cdot m \cdot n$.

В зависимости от их характера опорные реакции входят в расчет как векторы внутренних сил, которым отвечают соответствующие элементы матрицы внутренней жесткости элементов $[Э]_k$ и матрицы жесткости всей несущей системы $[K]$ метода сосредоточенных деформаций. Отличие опорных элементов от типовых будет заключаться в особенностях формирования их матриц внутренней жесткости, зависящих от типа опорных устройств и способов присоединения к ним опорных элементов метода сосредоточенных деформаций.

Рассмотрим линейно-шарнирное подвижное закрепление на опорах k -го элемента метода сосредоточенных деформаций по $(k, k-m)$ -й грани с учетом



нормальных усилий (рис. 2.2.1). В этом случае изгибающий момент $M_{k,k-m} = 0$, что (достигается при условии $\mathcal{E}_{4,4} = 0$).

Элемент $\mathcal{E}_{1,1}$ определяется по формуле в следующем виде

$$\mathcal{E}_{1,1} = (\eta_{k,k-m}^{-1} + \eta_{k-m,k}^{-1})^{-1} \quad (2.2.1)$$

где: $\eta_{k,k-m} = \infty$ - фактически отсутствующий $(k-m)$ - й элемент метода сосредоточенных деформаций моделируется бесконечно жесткой опорной конструкцией;

тогда если $\eta_{k,k-m} = 0$, то общее выражение имеет $\mathcal{E}_{1,1} = \eta_{k,k-m}$.

Аналогично, таким же способом определяется для других элементов метода сосредоточенных деформаций и тогда они имеют следующий вид: $\mathcal{E}_{2,2} = \omega_{k,k-m}$; $\mathcal{E}_{3,3} = \xi_{k,k-m}$; $\mathcal{E}_{5,5} = \psi_{k,k-m}$ и $\mathcal{E}_{6,6} = \xi_{k,k-m}$.

Если проанализировать в данном случае линейно-шарнирное подвижное закрепление на опорах k -го элемента метода сосредоточенных деформаций со стороны $(k, k-1)$ - й, или $(k, k+1)$ - й или $(k, k+m)$ - й граней с учетом нормальных усилий, то вносятся изменения в соответствующие элементы матрицы внутренней жесткости.

Далее для закрепления на опорах по $(k, k-m)$ - й грани в виде защемленного по контуру (рис. 2.2.2) соответствующие элементы матрицы внутренней жесткости метода сосредоточенных деформаций также подсчитываются из общих зависимостей.

Так, из данного условия выражение имеет следующий вид

$$\mathcal{E}_{2,2} = (\omega_{k,k-m}^{-1} + \omega_{k-m,k}^{-1})^{-1} \quad (2.2.2)$$

при $\omega_{k,k-m} = \infty$ следует $\mathcal{E}_{2,2} = \omega_{k,k-m}$.

Таким же образом строятся аналогично и матрицы жесткости метода сосредоточенных деформаций других элементов по формуле: $\mathcal{E}_{1,1} = \eta_{k,k-m}$;

$\mathcal{E}_{2,2} = \omega_{k,k-m}$; $\mathcal{E}_{3,3} = \xi_{k,k-m}$; $\mathcal{E}_{4,4} = \omega_{k,k-m}$; $\mathcal{E}_{5,5} = \psi_{k,k-m}$ и $\mathcal{E}_{6,6} = \xi_{k,k-m}$.

Если защемление на опорах реализовано на какой-либо другой грани или одновременно по двум смежным граням, то для всех них вписываются выражения для элементов внутренней жесткости.

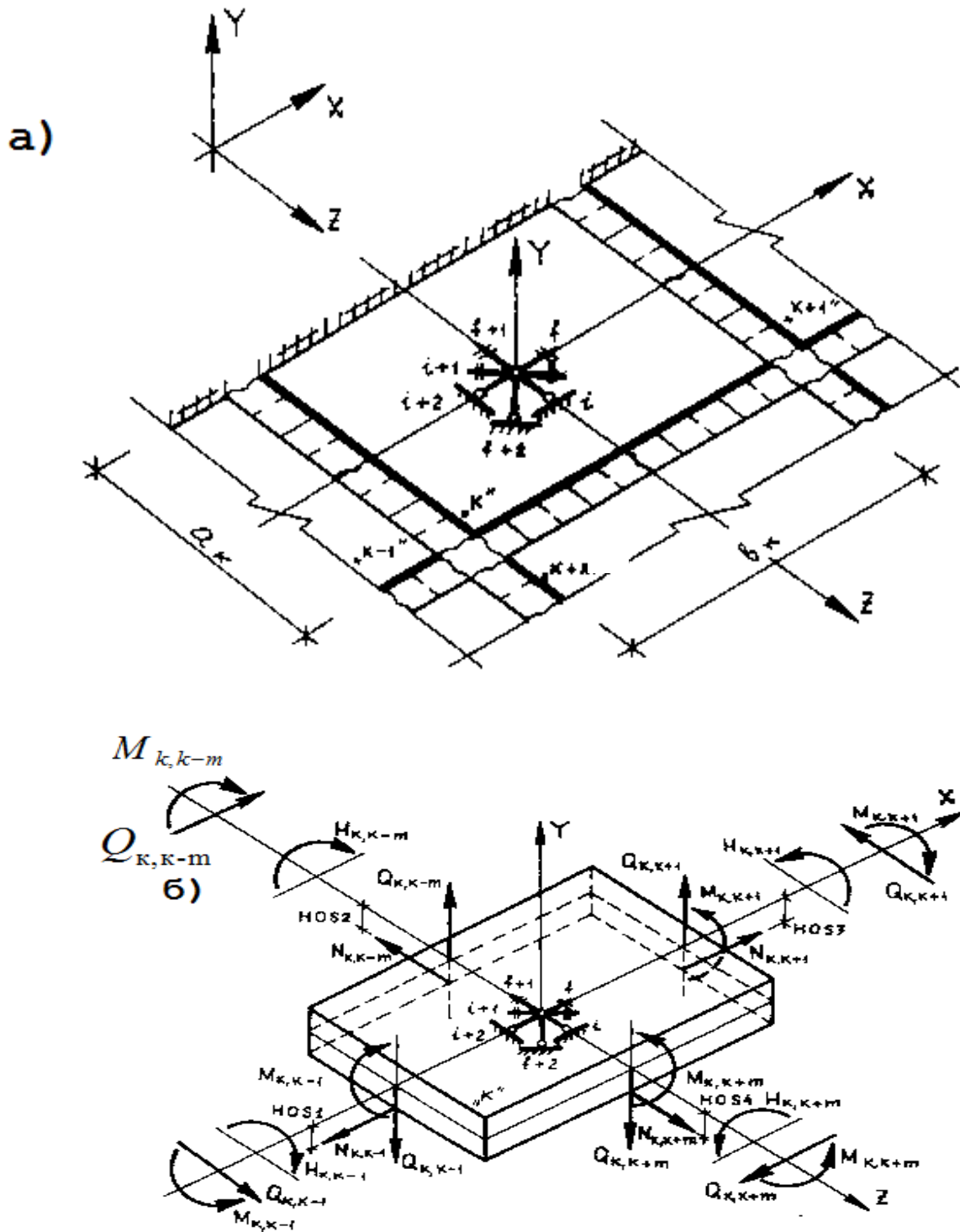


Рис. 2.2.1. Изгибаемая плита, граничные условия, линейно - шарнирное подвижное закрепление на опорах с учетом нормальных усилий: а) исходная схема; б) внутренние силы МСД

Следовательно, в результате учета различных граничных условий закрепления вносятся соответствующие изменения в матрицу элементной жесткости, а затем в матрицу внутренней жесткости всей системы метода сосредоточенных деформаций; в этих случаях остальные ступени расчета остаются неизменными.

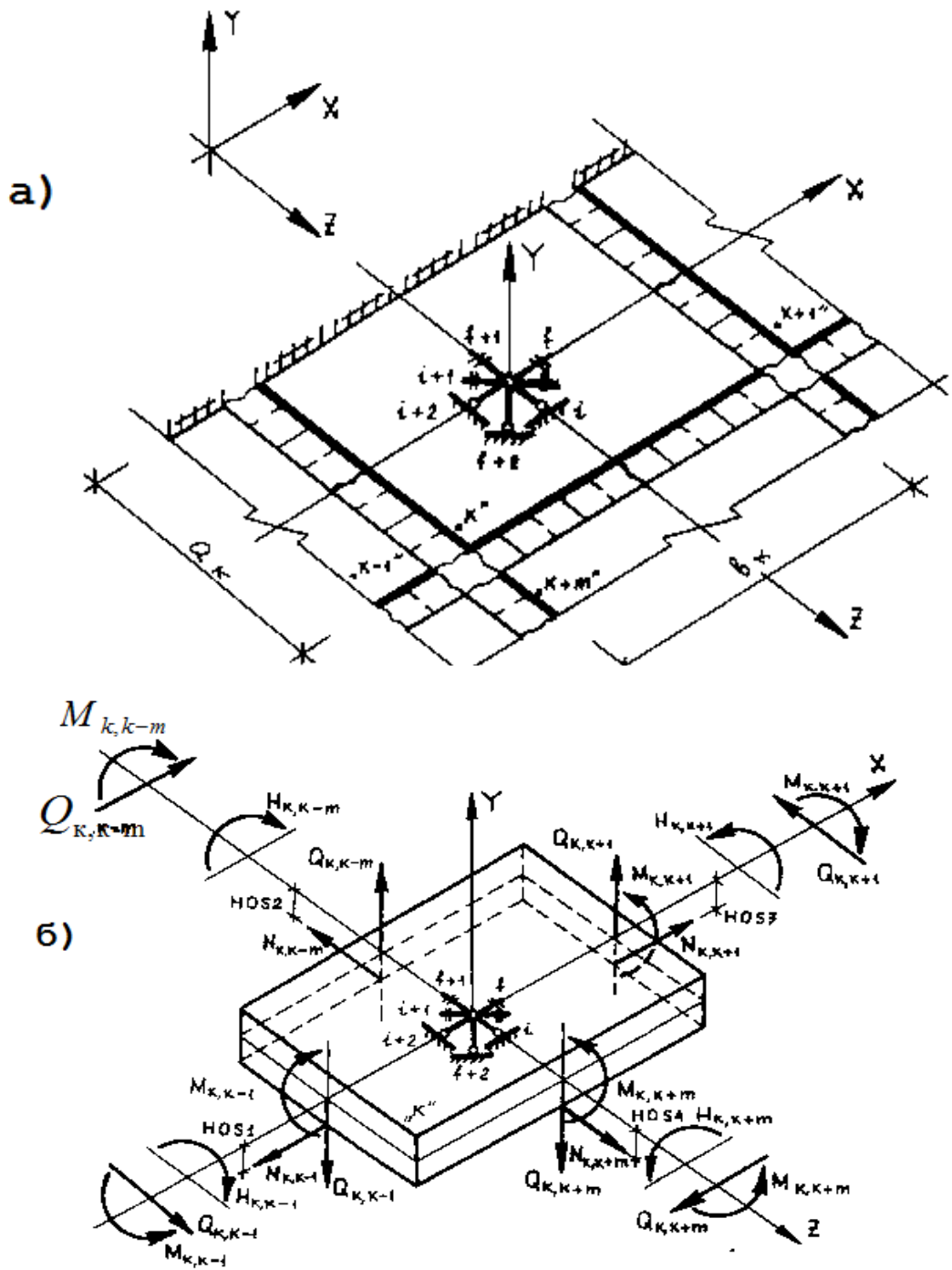


Рис. 2.2.2. Изгибаемая плита, граничные условия, защемленный край:
 а) исходная схема; б) внутренние силы MSD



Далее проанализируем принципы построения элементов матрицы внутренней жесткости метода сосредоточенных деформаций при наличии реальных связей. Для элементов каждой грани с учетом реальных связей закрепления можно внести следующие соотношения.

Поскольку реальные связи с характеристиками жесткости объединены последовательно с собственными условными связями, то матрицы жесткости комплексных связей между элементами метода сосредоточенных деформаций будут строиться с добавлением жесткости (податливости) реальных связей (табл. 2.2.1).

В соответствии с вышеприведенными формулами и вычислениями в таблице 2.2.1, производится расчет нелинейной работы сборных железобетонных плит перекрытий по методу сосредоточенных деформаций.

$$[\eta]_k^s = \begin{bmatrix} \eta_{k,k-m}^s & & & \\ & \eta_{k,k-1}^s & & \\ & & \eta_{k,k+1}^s & \\ & & & \eta_{k,k+m}^s \end{bmatrix}$$

$$[\omega]_k^s = \begin{bmatrix} \omega_{k,k-m}^s & & & \\ & \omega_{k,k-1}^s & & \\ & & \omega_{k,k+1}^s & \\ & & & \omega_{k,k+m}^s \end{bmatrix}$$



$$\begin{aligned}
 [\xi]_k^s &= \begin{bmatrix} \xi_{k,k-m}^s & & & \\ & \xi_{k,k-1}^s & & \\ & & \xi_{k,k+1}^s & \\ & & & \xi_{k,k+m}^s \end{bmatrix} \\
 [\omega]_k^s &= \begin{bmatrix} \omega_{k,k-m}^s & & & \\ & \omega_{k,k-1}^s & & \\ & & \omega_{k,k+1}^s & \\ & & & \omega_{k,k+m}^s \end{bmatrix}
 \end{aligned}$$

$$[\psi]_k^s = \begin{bmatrix} \psi_{k,k-m}^s & & & \\ & \psi_{k,k-1}^s & & \\ & & \psi_{k,k+1}^s & \\ & & & \psi_{k,k+m}^s \end{bmatrix}$$

$$[\xi]_k^s = \begin{bmatrix} \xi_{k,k-m}^s & & & \\ & \xi_{k,k-1}^s & & \\ & & \xi_{k,k+1}^s & \\ & & & \xi_{k,k+m}^s \end{bmatrix}$$

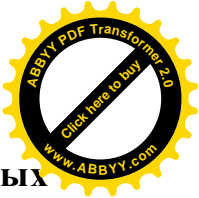
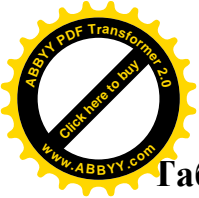


Таблица 2.2.1 - Элементы матрицы $[K]_k$ при реальных связях для сборных железобетонных плит перекрытий

Эл. MSD	№	$\mathcal{E}_{j,j}$	Формулы
k-m	1	$\mathcal{E}_{1,1}$	$(\eta_{k,k-m}^{-1} + \eta_{k-m,k}^{-1} + (\eta_{k,k-m}^s)^{-1})^{-1}$
	2	$\mathcal{E}_{2,2}$	$(\omega_{k,k-m}^{-1} + \omega_{k-m,k}^{-1} + (\omega_{k,k-m}^s)^{-1})^{-1}$
	3	$\mathcal{E}_{3,3}$	$(\xi_{k,k-m}^{-1} + \xi_{k-m,k}^{-1} + (\xi_{k,k-m}^s)^{-1})^{-1}$
	4	$\mathcal{E}_{4,4}$	$(\omega_{k,k-m}^{-1} + \omega_{k-m,k}^{-1} + (\omega_{k,k-m}^s)^{-1})^{-1}$
	5	$\mathcal{E}_{5,5}$	$(\psi_{k,k-m}^{-1} + \psi_{k-m,k}^{-1} + (\psi_{k,k-m}^s)^{-1})^{-1}$
	6	$\mathcal{E}_{6,6}$	$(\xi_{k,k-m}^{-1} + \xi_{k-m,k}^{-1} + (\xi_{k,k-m}^s)^{-1})^{-1}$
k-1	7	$\mathcal{E}_{7,7}$	$(\eta_{k,k-1}^{-1} + \eta_{k-1,k}^{-1} + (\eta_{k,k-1}^s)^{-1})^{-1}$
	8	$\mathcal{E}_{8,8}$	$(\omega_{k,k-1}^{-1} + \omega_{k-1,k}^{-1} + (\omega_{k,k-1}^s)^{-1})^{-1}$
	9	$\mathcal{E}_{9,9}$	$(\xi_{k,k-1}^{-1} + \xi_{k-1,k}^{-1} + (\xi_{k,k-1}^s)^{-1})^{-1}$
	10	$\mathcal{E}_{10,10}$	$(\omega_{k,k-1}^{-1} + \omega_{k-1,k}^{-1} + (\omega_{k,k-1}^s)^{-1})^{-1}$
	11	$\mathcal{E}_{11,11}$	$(\psi_{k,k-1}^{-1} + \psi_{k-1,k}^{-1} + (\psi_{k,k-1}^s)^{-1})^{-1}$
	12	$\mathcal{E}_{12,12}$	$(\xi_{k,k-1}^{-1} + \xi_{k-1,k}^{-1} + (\xi_{k,k-1}^s)^{-1})^{-1}$
k+1	13	$\mathcal{E}_{13,13}$	$(\eta_{k,k+1}^{-1} + \eta_{k+1,k}^{-1} + (\eta_{k,k+1}^s)^{-1})^{-1}$
	14	$\mathcal{E}_{14,14}$	$(\omega_{k,k+1}^{-1} + \omega_{k+1,k}^{-1} + (\omega_{k,k+1}^s)^{-1})^{-1}$
	15	$\mathcal{E}_{15,15}$	$(\xi_{k,k+1}^{-1} + \xi_{k+1,k}^{-1} + (\xi_{k,k+1}^s)^{-1})^{-1}$
	16	$\mathcal{E}_{16,16}$	$(\omega_{k,k+1}^{-1} + \omega_{k+1,k}^{-1} + (\omega_{k,k+1}^s)^{-1})^{-1}$
	17	$\mathcal{E}_{17,17}$	$(\psi_{k,k+1}^{-1} + \psi_{k+1,k}^{-1} + (\psi_{k,k+1}^s)^{-1})^{-1}$
	18	$\mathcal{E}_{18,18}$	$(\xi_{k,k+1}^{-1} + \xi_{k+1,k}^{-1} + (\xi_{k,k+1}^s)^{-1})^{-1}$
k+m	19	$\mathcal{E}_{19,19}$	$(\eta_{k,k+m}^{-1} + \eta_{k+m,k}^{-1} + (\eta_{k,k+m}^s)^{-1})^{-1}$
	20	$\mathcal{E}_{20,20}$	$(\omega_{k,k+m}^{-1} + \omega_{k+m,k}^{-1} + (\omega_{k,k+m}^s)^{-1})^{-1}$
	21	$\mathcal{E}_{21,21}$	$(\xi_{k,k+m}^{-1} + \xi_{k+m,k}^{-1} + (\xi_{k,k+m}^s)^{-1})^{-1}$
	22	$\mathcal{E}_{22,22}$	$(\omega_{k,k+m}^{-1} + \omega_{k+m,k}^{-1} + (\omega_{k,k+m}^s)^{-1})^{-1}$
	23	$\mathcal{E}_{23,23}$	$(\psi_{k,k+m}^{-1} + \psi_{k+m,k}^{-1} + (\psi_{k,k+m}^s)^{-1})^{-1}$
	24	$\mathcal{E}_{24,24}$	$(\xi_{k,k+m}^{-1} + \xi_{k+m,k}^{-1} + (\xi_{k,k+m}^s)^{-1})^{-1}$

Проанализируем далее порядок выполнения расчета сборных железобетонных плит перекрытий в целом, учитывая специфику формирования нелинейной матрицы внутренней жесткости по плоскостям сосредоточенных деформаций.

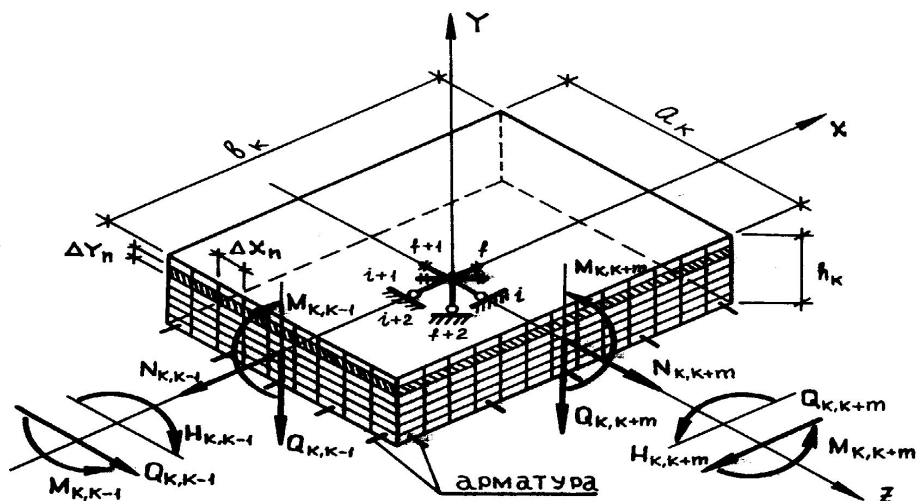


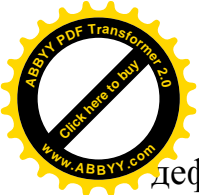
Рис. 2.2.3. Расчетная модель метода сосредоточенных деформаций

Во-первых, составляется дискретная расчетная модель для сборных железобетонных плит перекрытий конструктивной схемы; обозначаются плоскости метода сосредоточенных деформаций; рассматриваются граничные условия закрепления; определяются схемы расположения внешних нагрузок; назначаются параметры системы уравнений метода перемещений.

Определяются физические и геометрические характеристики элементов метода сосредоточенных деформаций, т.е. классы бетона и арматуры, их геометрические размеры сечения, диаграммы нелинейного деформирования бетона и арматуры при различных воздействиях.

В соответствии с конфигурацией поперечных сечений элементов метода сосредоточенных деформаций, и особенностей их армирования рассматривается методика дискретизации по вертикальным и горизонтальным плоскостям сосредоточенных деформаций. Для этого учитывалось, что в местах установления арматуры ширины бетонных полос равнялись диаметру стержней, а соответствующая площадь исключалась из бетонного сечения.

Во-вторых, для расчета поставленной задачи является формирование коэффициентов уравнений равновесия $[A]$ метода сосредоточенных деформаций; вектора узловых нагрузок $[P]$ метода сосредоточенных



деформаций, матриц внутренней жесткости $[K]_k$ элементов метода сосредоточенных деформаций и матриц внутренней $[K]$ и внешней жесткости $[R]$ всей системы метода сосредоточенных деформаций для незагруженного состояния.

Далее составляется и подсчитывается система линейных алгебраических уравнений метода перемещений типа

$$[v] = \{P\} \cdot [R]^{-1}$$

Общее количество неизвестных составляет в этом уравнении $6 \cdot m \cdot n$, где: 6 - количество степеней свободы каждого элемента метода сосредоточенных деформаций;

m и n - количество элементов метода сосредоточенных деформаций

в одном и другом направлении.

В-третьих, в соответствии с результатом перемещения $[v]$ элементов метода сосредоточенных деформаций подсчитываются соответствующие деформации по всем плоскостям сосредоточенных деформаций.

На основании соотношения «напряжение - деформация» по вычисленным деформациям в бетоне ε_b и арматуре ε_s определяются соответствующие коэффициенты упругих деформаций бетона ν_b и арматуры ν_s во всех элементарных площадках бетона A_b и арматуры A_s .

В соответствии с вновь подсчитанным секущим модулем деформаций бетона E'_b и арматуры E'_s формируется новая матрица внутренней жесткости $[K]$ и внешней жесткости $[R]$ метода сосредоточенных деформаций системы в целом.

Расчет повторяется до тех пор, пока не будет достигнута сходимость итерационного процесса согласно условию

$$(\lambda_{i+1} - \lambda_i) / (\lambda_{i+1} + \lambda_i) \leq |\beta|$$

где: λ_i и λ_{i+1} - элементы вектора деформаций смежных

i - ой и $(i+1)$ - ой итерациях;

β - некоторое небольшое число;



Таким образом, сошедшийся итерационный процесс показывает на достигнутое равновесное состояние конструкции при данных внешних силах, а если же не выполняется условие сходимости, то это объясняется недостаточной несущей способностью системы и превращение ее в механизм, не способный сдерживать в равновесии заданную внешнюю нагрузку.

Следовательно, проверка несущей способности сборных железобетонных плит перекрытий при заданных внешних нагрузках, принятых размерах сечений, класса бетона и арматуры заканчивается.

Таким образом, может быть разрешена задача поиска вектора сил $[R]$ метода сосредоточенных деформаций, который воспринимается сечением перед наступлением предельного состояния.

Для расчета этой задачи должны быть известными и заданы: геометрические параметры нормального сечения и физико-механические характеристики материалов их диаграммами нелинейного деформирования бетона и арматуры.

В результате расчета также могут быть оценены предельные состояния второй группы, т.е. предельные перемещения. Компоненты вектора перемещений $[v]$, вычисленные для соответствующих нагрузок, непосредственно могут сопоставляться с их нормируемыми значениями.

В вышеизложенной методике расчета не является обязательным определение внутренних усилий, либо несущая способность и предельные деформации оцениваются по перемещениям, являющимися функциями диаграмм нелинейного деформирования бетона и арматуры.

Однако, при необходимости можно вычислить нормальные и касательные напряжения, относительных деформаций и внутренних усилий. А также можно получить дополнительный результат в элементах метода сосредоточенных деформаций, не прибегая при этом к каким-либо преобразованиям расчетного алгоритма программ.



2.3. Алгоритм и подпрограмма для расчета плоско-изгибного напряженного состояния работы. Примеры расчета.

Плоско-изгибные напряженные элементы и их системы из железобетонных конструкций работают под нагрузкой, как правило, в упругой и упруго-пластической стадии, и их расчет должен это учитывать.

Вместе с тем расчеты железобетонных плоских элементов на вычислительной технике, основывающиеся на итерационных подходах, начинаются от упругого состояния, принимаемого в качестве первого приближения. Задачи о плоско-изгибном напряженном состоянии элементов методом сосредоточенных деформаций решаются на вычислительной технике в следующей последовательности по отдельности т.е. с начала плосконапряженные, а затем изгибно-напряженные состояние.

Во-первых, составляется расчетная схема, т.е. назначаются плоскости (линии) сосредоточенных деформаций.

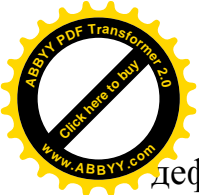
Получающиеся при этом элементы метода сосредоточенных деформаций могут иметь квадратную и прямоугольную формы. Разбивку исходной плоской системы на элементы метода сосредоточенных деформаций следует производить, учитывая некоторое предварительное представление о работе рассчитываемой конструкции: плоскости сосредоточенных деформаций следует совмещать с местами наибольших усилий в системе, а также реальными швами (связями); число элементов метода сосредоточенных деформаций следует принимать по возможности небольшим; целесообразно стремиться также к однотипности элементов метода сосредоточенных деформаций, даже если это приводит к увеличению их общего числа.

Во-вторых, описываются физические свойства рассчитываемой системы, и формируется матрица внутренней жесткости в памяти вычислительной технике.



Рис. 2.3.1. Блок-схема программы «МСД».

По заданным размерам элементов метода сосредоточенных деформаций, их упругим свойствам и характеристикам реальных швов вычисляются характеристики жесткости комплексных связей метода сосредоточенных деформаций; характеристики комплексных связей метода сосредоточенных



деформаций сохраняются в памяти вычислительной техники и при необходимости используются при формировании матрицы внешней жесткости.

В третьих, формируется вектор нагрузок как реакций в фиктивных связях метода перемещений, накладываемых на каждый элемент метода сосредоточенных деформаций, от внешних сил. Эти реакции в связях вычисляются из элементарных уравнений равновесия для каждого элемента метода сосредоточенных деформаций, рассматриваемого изолированно от всех примыкающих к нему элементов, закрепленного связями метода перемещений и нагруженного непосредственно приложенной нагрузкой.

В-четвертых, формируется матрица внешней жесткости всей плоской системы.

В-пятых, формируется и решается система уравнений метода перемещений общего типа неизвестными которой, являются перемещения элементов метода сосредоточенных деформаций (по два линейных и одному угловому).

Система линейных алгебраических уравнений с ленточной симметричной матрицей, полностью помещающейся в памяти вычислительной технике, решается по стандартной программе.

В-шестых, вычисляются внутренние усилия по граням элементов (продольные и поперечные силы и изгибающие моменты).

На основе разработанного алгоритма и программы для вычислительной техники, в которой автоматизируется процесс составления и перемножения матриц уравнения равновесия $[A]$, $[K]$ и $[A]^m$ с одновременным формированием системы метода перемещений, целесообразно располагать в виде локальной матрицы внешней жесткости $[R]_k$ для типового элемента k - го элемента метода сосредоточенных деформаций. С этой целью реализуем перемножение матриц уравнения равновесия $[A]_k$, $[K]_k$ и $[A]^m_k$ и получим матрицу внешней жесткости метода сосредоточенных деформаций $[R]_k$. Например: ее элементы матрицы внешней жесткости $[R]_k$ метода сосредоточенных деформаций приведены в таблице 2.3.1÷2.3.7.

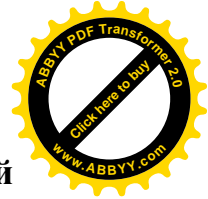
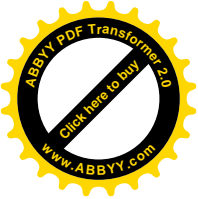


Таблица 2.3.1 - Матрица уравнения равновесия $[A]_k$ для сборных железобетонных плит перекрытий

Элементы	Уравнения равновесия	Связи метода перемещений	№	k-m						
				$N_{k,k-m}$	$M_{k,k-m}$	$Q_{k,k-m}$	$M_{k,k-m}$	$H_{k,k-m}$	$Q_{k,k-m}$	
				1	2	3	4	5	6	
k-m	ΣZ	$i-3m$	1	1						
	ΣM_y	$i-3m+1$	2		1	$-a_{k-m,k}$				
	ΣX	$i-3m+2$	3			-1				
	ΣM_x	$f-3m$	4	HOS2			1			$-a_{k-m,k}$
	ΣM_z	$f-3m+1$	5					1		
	ΣZ	$f-3m+2$	6							-1

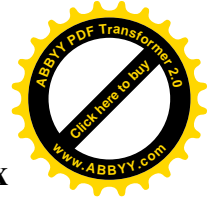
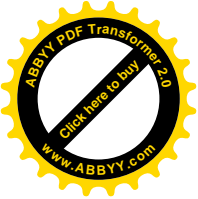


Таблица 2.3.1 (продолжение -1) - Матрица уравнения равновесия $[A]_k$ для сборных железобетонных плит перекрытий

Элементы	Уравнения равновесия	Связи метода перемещений	№	k-1						
				$N_{k,k-m}$	$M_{k,k-m}$	$Q_{k,k-m}$	$M_{k,k-m}$	$H_{k,k-m}$	$Q_{k,k-m}$	
				7	8	9	10	11	12	
k-1	ΣZ	$i-3$	7			-1				
	ΣM_y	$i-2$	8		-1	$-b_{k-1,k}$				
	ΣX	$i-1$	9	1						
	ΣM_x	$f-3$	10					1		
	ΣM_z	$f-2$	11	HOS1			1			$b_{k-1,k}$
	ΣZ	$f-1$	12							1

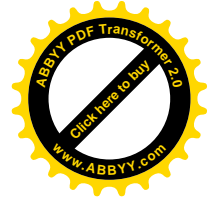
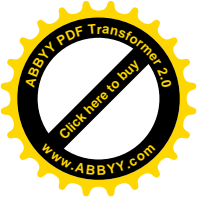


Таблица 2.3.1 (продолжение -2) - Матрица уравнения равновесия $[A]_k$ для сборных железобетонных плит перекрытий

Элементы	Уравнения равновесия	Связи метода перемещений	№	k-m						k-1					
				$N_{k,k-m}$	$M_{k,k-m}$	$Q_{k,k-m}$	$M_{k,k-m}$	$H_{k,k-m}$	$Q_{k,k-m}$	$N_{k,k-1}$	$M_{k,k-1}$	$Q_{k,k-1}$	$M_{k,k-1}$	$H_{k,k-1}$	$Q_{k,k-1}$
				1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
К	ΣZ	i	13	-1								1			
	ΣM_y	$i+1$	14		-1	$-a_{k,k-m}$					1				
	ΣX	$i+2$	15	1		1				-1					
	ΣM_x	f	16	-HOS2			-1		$-a_{k,k-m}$					-1	
	ΣM_z	$f+1$	17					-1		-HOS1			-1	$b_{k,k-1}$	
	ΣZ	$f+2$	18							1				-1	

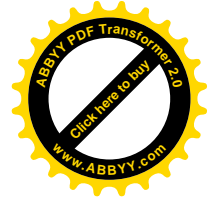
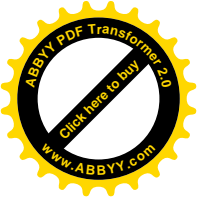


Таблица 2.3.1 (продолжение -3) - Матрица уравнения равновесия $[A]_k$ для сборных железобетонных плит перекрытий

Элементы	Уравнения равновесия	Связи метода перемещений	№	k+1						k+m						
				$N_{k,k+1}$	$M_{k,k+1}$	$Q_{k,k+1}$	$M_{k,k+1}$	$H_{k,k+1}$	$Q_{k,k+1}$	$N_{k,k+m}$	$M_{k,k+m}$	$Q_{k,k+m}$	$M_{k,k+m}$	$H_{k,k+m}$	$Q_{k,k+m}$	
				13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	
k	ΣZ	I	13			-1					1		1			
	ΣM_y	i+1	14		-1	$b_{k,k+1}$					1		$-a_{k,k+m}$			
	ΣX	i+2	15	1									-1			
	ΣM_x	J	16					1		HOS4				1		$-a_{k,k+m}$
	ΣM_z	f+1	17	HOS3				1		$b_{k,k+1}$					1	
	ΣZ	f+2	18							1						

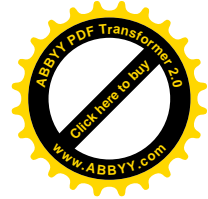
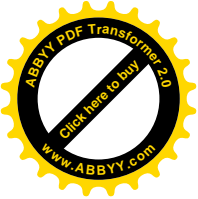


Таблица 2.3.1 (продолжение -4) - Матрица уравнения равновесия $[A]_k$ для сборных железобетонных плит перекрытий

Элементы	Уравнения равновесия	Связи метода перемещений	№	k+1					
				$N_{k,k+1}$	$M_{k,k+1}$	$Q_{k,k+1}$	$M_{k,k+1}$	$H_{k,k+1}$	$Q_{k,k+1}$
				13	14	15	16	17	18
k+1	ΣZ	i+3	19			1			
	ΣM_y	i+4	20		1	$-b_{k+1,k}$			
	ΣX	i+5	21	-1					
	ΣM_x	f+3	22					-1	
	ΣM_z	f+4	23		HOS3			-1	$b_{k+1,k}$
	ΣZ	f+5	24						-1

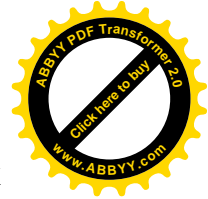
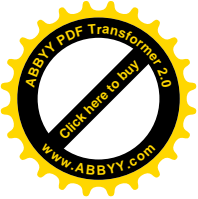


Таблица 2.3.1 (продолжение -5) - Матрица уравнения равновесия $[A]_k$ для сборных железобетонных плит перекрытий

Элементы	Уравнения равновесия	Связи метода перемещений	№	k+m						
				$N_{k,k+m}$	$M_{k,k+m}$	$Q_{k,k+m}$	$M_{k,k+m}$	$H_{k,k+m}$	$Q_{k,k+m}$	
				19	20	21	22	23	24	
k+m	ΣZ	$i+3m$	25	-1						
	ΣM_y	$i+3m+1$	26		-1	$-a_{k+m,k}$				
	ΣX	$i+3m+2$	27			1				
	ΣM_x	$f+3m$	28	-HOS4			-1			$-a_{k+m,k}$
	ΣM_z	$f+3m+1$	29					-1		
	ΣZ	$f+3m+2$	30							1

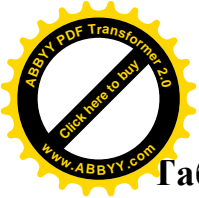


Таблица 2.3.2 - Элементы матрицы внешней жесткости $[R]_k$ для сборных железобетонных плит перекрытий

Эл. МСД	№	Связи	$R_{i,j}; j = i - 3m, \dots, f + 3m + 2$
k-m	1	i-3m	$-\mathcal{E}_{1,1}$
	2	i-3m+1	$-\mathcal{E}_{2,1}$
	3	i-3m+2	0
	4	f-3m	$-\mathcal{E}_{4,1} - \text{HOS}2 \cdot \mathcal{E}_{1,1}$
	5	f-3m+1	0
	6	f-3m+2	0
k-1	7	i-3	$-\mathcal{E}_{9,9}$
	8	i-2	$b_{k-1,k} \cdot \mathcal{E}_{9,9}$
	9	i-1	0
	10	f-3	$-\mathcal{E}_{11,9}$
	11	f-2	0
	12	f-1	0
K	13	I	$\mathcal{E}_{1,1} + \mathcal{E}_{9,9} + \mathcal{E}_{15,15} + \mathcal{E}_{19,19}$
	14	i+1	$\mathcal{E}_{2,1} + b_{k-1,k} \cdot \mathcal{E}_{9,9} - b_{k,k+1} \cdot \mathcal{E}_{15,15} + \mathcal{E}_{20,19}$
	15	i+2	0
	16	J	$\mathcal{E}_{4,1} - \mathcal{E}_{11,9} - \mathcal{E}_{17,15} + \mathcal{E}_{22,19} + \text{HOS}2 \cdot \mathcal{E}_{1,1} + \text{HOS}4 \cdot \mathcal{E}_{19,19}$
	17	f+1	0
	18	f+2	0
k+1	19	i+3	$-\mathcal{E}_{15,15}$
	20	i+4	$-b_{k,k+1} \cdot \mathcal{E}_{15,15}$
	21	i+5	0
	22	f+3	$\mathcal{E}_{17,15}$
	23	f+4	0
	24	f+5	0
k+m	25	i+3m	$-\mathcal{E}_{19,19}$
	26	i+3m+1	$-\mathcal{E}_{20,19}$
	27	i+3m+2	0
	28	f+3m	$-\mathcal{E}_{22,19} - \text{HOS}4 \cdot \mathcal{E}_{19,19}$
	29	f+3m+1	0
	30	f+3m+2	0

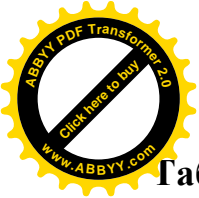


Таблица 2.3.3 - Элементы матрицы внешней жесткости $[R]_k$ для сборных железобетонных плит перекрытий

Эл. МСД	№	Связи	$R_{i+1,j}; j = i - 3m, \dots, f + 3m + 2$
k-m	1	i-3m	- $\mathcal{E}_{1,2}$
	2	i-3m+1	- $\mathcal{E}_{2,2} + a_{k-m,k} \cdot a_{k,k-m} \cdot \mathcal{E}_{3,3}$
	3	i-3m+2	$a_{k,k-m} \cdot \mathcal{E}_{3,3}$
	4	f-3m	- $\mathcal{E}_{4,2} - HOS2 \cdot \mathcal{E}_{1,2}$
	5	f-3m+1	- $a_{k,k-m} \cdot \mathcal{E}_{5,3}$
	6	f-3m+2	0
k-1	7	i-3	- $b_{k,k-1} \cdot \mathcal{E}_{9,9}$
	8	i-2	- $\mathcal{E}_{8,8} + b_{k-1,k} \cdot b_{k,k-1} \cdot \mathcal{E}_{9,9}$
	9	i-1	$\mathcal{E}_{7,8}$
	10	f-3	$b_{k,k-1} \cdot \mathcal{E}_{11,9}$
	11	f-2	$\mathcal{E}_{10,8} + HOS1 \cdot \mathcal{E}_{7,8}$
	12	f-1	0
K	13	I	$\mathcal{E}_{1,2} + b_{k,k-m} \cdot \mathcal{E}_{9,9} - b_{k,k+1} \cdot \mathcal{E}_{15,15} + \mathcal{E}_{19,20}$
	14	i+1	$\mathcal{E}_{2,2} + a_{k,k-m}^2 \cdot \mathcal{E}_{3,3} + \mathcal{E}_{8,8} + b_{k,k-1}^2 \cdot \mathcal{E}_{9,9} + \mathcal{E}_{14,14} +$ $+ b_{k,k+1}^2 \cdot \mathcal{E}_{15,15} + \mathcal{E}_{20,20} + a_{k,k+m}^2 \cdot \mathcal{E}_{21,21}$
	15	i+2	- $a_{k,k-m} \cdot \mathcal{E}_{3,3} - \mathcal{E}_{7,8} - \mathcal{E}_{13,14} + a_{k,k+m} \cdot \mathcal{E}_{21,21}$
	16	J	$\mathcal{E}_{4,2} - b_{k,k-1} \cdot \mathcal{E}_{11,9} + b_{k,k+1} \cdot \mathcal{E}_{17,15} + \mathcal{E}_{22,20} +$ $+ HOS2 \cdot \mathcal{E}_{1,2} + HOS4 \cdot \mathcal{E}_{19,20}$
	17	f+1	$a_{k,k-m} \cdot \mathcal{E}_{5,3} - \mathcal{E}_{10,8} - \mathcal{E}_{16,14} - a_{k,k+m} \cdot \mathcal{E}_{23,21} -$ $- HOS1 \cdot \mathcal{E}_{7,8} - HOS3 \cdot \mathcal{E}_{13,14}$
	18	f+2	0
k+1	19	i+3	$b_{k,k+1} \cdot \mathcal{E}_{15,15}$
	20	i+4	- $\mathcal{E}_{14,14} + b_{k+1,k} \cdot b_{k,k+1} \cdot \mathcal{E}_{15,15}$
	21	i+5	$\mathcal{E}_{13,14}$
	22	f+3	- $b_{k,k+1} \cdot \mathcal{E}_{17,15}$
	23	f+4	$\mathcal{E}_{16,14} + HOS3 \cdot \mathcal{E}_{13,14}$
	24	f+5	0
k+m	25	i+3m	- $\mathcal{E}_{19,20}$
	26	i+3m+1	- $\mathcal{E}_{20,20} + a_{k,k+m} \cdot a_{k+m,k} \cdot \mathcal{E}_{21,21}$
	27	i+3m+2	- $a_{k,k+m} \cdot \mathcal{E}_{21,21}$
	28	f+3m	- $\mathcal{E}_{22,20} - HOS4 \cdot \mathcal{E}_{19,20}$
	29	f+3m+1	$a_{k,k+m} \cdot \mathcal{E}_{23,21}$
	30	f+3m+2	0

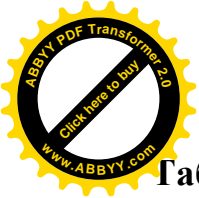


Таблица 2.3.4 - Элементы матрицы внешней жесткости $[R]_k$ для сборных железобетонных плит перекрытий

Эл. МСД	№	Связи	$R_{i+2,j}; j = i - 3m, \dots, f + 3m + 2$
k-m	1	$i-3m$	0
	2	$i-3m+1$	$- a_{k-m,k} \cdot \mathcal{E}_{3,3}$
	3	$i-3m+2$	$- \mathcal{E}_{3,3}$
	4	$f-3m$	0
	5	$f-3m+1$	$\mathcal{E}_{5,3}$
	6	$f-3m+2$	0
k-1	7	$i-3$	0
	8	$i-2$	$\mathcal{E}_{8,7}$
	9	$i-1$	$- \mathcal{E}_{7,7}$
	10	$f-3$	0
	11	$f-2$	$- \mathcal{E}_{10,7} - HOS1 \cdot \mathcal{E}_{7,7}$
	12	$f-1$	0
K	13	I	0
	14	$i+1$	$- a_{k,k-m} \cdot \mathcal{E}_{3,3} - \mathcal{E}_{8,7} - \mathcal{E}_{14,13} + a_{k,k+m} \cdot \mathcal{E}_{21,21}$
	15	$i+2$	$\mathcal{E}_{3,3} + \mathcal{E}_{7,7} + \mathcal{E}_{13,13} + \mathcal{E}_{21,21}$
	16	f	0
	17	$f+1$	$- \mathcal{E}_{5,3} + \mathcal{E}_{10,7} + \mathcal{E}_{16,13} - \mathcal{E}_{23,21} + HOS1 \cdot \mathcal{E}_{7,7} + HOS3 \cdot \mathcal{E}_{13,13}$
	18	$f+2$	0
k+1	19	$i+3$	0
	20	$i+4$	$\mathcal{E}_{14,13}$
	21	$i+5$	$- \mathcal{E}_{13,13}$
	22	$f+3$	0
	23	$f+4$	$- \mathcal{E}_{16,13} - HOS3 \cdot \mathcal{E}_{13,13}$
	24	$f+5$	0
k+m	25	$i+3m$	0
	26	$i+3m+1$	$a_{k,k+m} \cdot \mathcal{E}_{21,21}$
	27	$i+3m+2$	$- \mathcal{E}_{21,21}$
	28	$f+3m$	0
	29	$f+3m+1$	$\mathcal{E}_{23,21}$
	30	$f+3m+2$	0

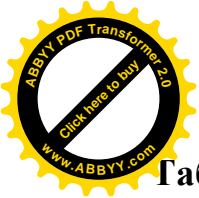


Таблица 2.3.5 - Элементы матрицы внешней жесткости $[R]_k$ для сборных железобетонных плит перекрытий

Эл. МСД	№	Связи	$R_{f,j}; j = i-3m, \dots, f+3m+2$
k-m	1	i-3m	$-\mathcal{E}_{1,4} - HOS2 \cdot \mathcal{E}_{1,1}$
	2	i-3m+1	$-\mathcal{E}_{2,4} - HOS2 \cdot \mathcal{E}_{2,1}$
	3	i-3m+2	0
	4	f-3m	$-\mathcal{E}_{4,4} + a_{k-m,k} \cdot a_{k,k-m} \cdot \mathcal{E}_{6,6} - HOS2^2 \cdot \mathcal{E}_{1,1} - 2 \cdot HOS2 \cdot \mathcal{E}_{1,4}$
	5	f-3m+1	0
	6	f-3m+2	$a_{k,k-m} \cdot \mathcal{E}_{6,6}$
k-1	7	i-3	$-\mathcal{E}_{9,11}$
	8	i-2	$-b_{k-1,k} \cdot \mathcal{E}_{9,11}$
	9	i-1	0
	10	f-3	$-\mathcal{E}_{11,11}$
	11	f-2	0
	12	f-1	0
K	13	I	$\mathcal{E}_{1,4} - \mathcal{E}_{9,11} - \mathcal{E}_{15,17} + \mathcal{E}_{19,12} + HOS2 \cdot \mathcal{E}_{1,1} + HOS4 \cdot \mathcal{E}_{19,19}$
	14	i+1	$\mathcal{E}_{2,4} - b_{k,k-1} \cdot \mathcal{E}_{9,11} + b_{k,k+1} \cdot \mathcal{E}_{15,17} + \mathcal{E}_{20,22} + HOS2 \cdot \mathcal{E}_{2,1} + HOS4 \cdot \mathcal{E}_{20,19}$
	15	i+2	0
	16	F	$\mathcal{E}_{4,4} + a_{k,k-m}^2 \cdot \mathcal{E}_{6,6} + \mathcal{E}_{11,11} + \mathcal{E}_{17,17} + \mathcal{E}_{22,22} + a_{k,k+m}^2 \cdot \mathcal{E}_{24,24} + HOS2^2 \cdot \mathcal{E}_{1,1} + 2 \cdot HOS2 \cdot \mathcal{E}_{1,4} + HOS4^2 \cdot \mathcal{E}_{19,19} + 2 \cdot HOS4 \cdot \mathcal{E}_{22,19}$
	17	f+1	0
	18	f+2	$-a_{k,k-m} \cdot \mathcal{E}_{6,6} + a_{k,k+m} \cdot \mathcal{E}_{24,24}$
k+1	19	i+3	$\mathcal{E}_{15,17}$
	20	i+4	$b_{k+1,k} \cdot \mathcal{E}_{15,17}$
	21	i+5	0
	22	f+3	$-\mathcal{E}_{17,17}$
	23	f+4	0
	24	f+5	0
k+m	25	i+3m	$-\mathcal{E}_{19,12} - HOS4 \cdot \mathcal{E}_{19,19}$
	26	i+3m+1	$-\mathcal{E}_{20,22} - HOS4 \cdot \mathcal{E}_{20,19}$
	27	i+3m+2	0
	28	f+3m	$-\mathcal{E}_{22,22} + a_{k+m,k} \cdot a_{k,k+m} \cdot \mathcal{E}_{24,24} - HOS4^2 \cdot \mathcal{E}_{19,19} - 2 \cdot HOS4 \cdot \mathcal{E}_{22,19}$
	29	f+3m+1	0
	30	f+3m+2	$-a_{k,k+m} \cdot \mathcal{E}_{24,24}$

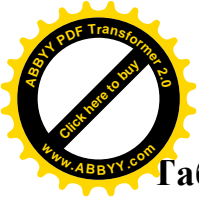


Таблица 2.3.6 - Элементы матрицы внешней жесткости $[R]_k$ для сборных железобетонных плит перекрытий

Эл. МСД	№	Связи	$R_{f+1,j;j} = i-3m, \dots, f+3m+2$
k-m	1	i-3m	0
	2	i-3m+1	$a_{k+m,k} \cdot \mathcal{E}_{3,6}$
	3	i-3m+2	$\mathcal{E}_{3,5}$
	4	f-3m	0
	5	f-3m+1	$-\mathcal{E}_{5,5}$
	6	f-3m+2	0
k-1	7	i-3	0
	8	i-2	$\mathcal{E}_{8,10} + \text{HOS1} \cdot \mathcal{E}_{8,7}$
	9	i-1	$-\mathcal{E}_{7,10} - \text{HOS1} \cdot \mathcal{E}_{7,7}$
	10	f-3	0
	11	f-2	$-\mathcal{E}_{10,10} - \text{HOS1}^2 \cdot \mathcal{E}_{7,7} - 2 \cdot \text{HOS1} \cdot \mathcal{E}_{10,7} + b_{k-1,k}^2 \cdot \mathcal{E}_{12,12}$
	12	f-1	$b_{k-1,k} \cdot \mathcal{E}_{12,12}$
K	13	I	0
	14	i+1	$a_{k,k-m} \cdot \mathcal{E}_{3,5} - \mathcal{E}_{8,10} - \mathcal{E}_{14,16} - a_{k,k+m} \cdot \mathcal{E}_{21,23} -$ $-\text{HOS1} \cdot \mathcal{E}_{8,7} - \text{HOS3} \cdot \mathcal{E}_{14,13}$
	15	i+2	$-\mathcal{E}_{3,5} + \mathcal{E}_{7,10} + \mathcal{E}_{13,16} - \mathcal{E}_{21,23} + \text{HOS1} \cdot \mathcal{E}_{7,7} + \text{HOS3} \cdot \mathcal{E}_{13,13}$
	16	f	0
	17	f+1	$\mathcal{E}_{5,5} + \mathcal{E}_{10,10} + b_{k,k-1}^2 \cdot \mathcal{E}_{12,12} + \mathcal{E}_{16,16} + b_{k,k+1}^2 \cdot \mathcal{E}_{18,18} +$ $+\mathcal{E}_{23,23} + \text{HOS1}^2 \cdot \mathcal{E}_{7,7} + 2 \cdot \text{HOS1} \cdot \mathcal{E}_{7,10} +$ $+\text{HOS3}^2 \cdot \mathcal{E}_{13,13} + 2 \cdot \text{HOS3} \cdot \mathcal{E}_{16,13}$
	18	f+2	$-\mathcal{E}_{16,16} + b_{k,k+1} \cdot b_{k,k+1} \cdot \mathcal{E}_{18,18} -$ $-\text{HOS3}^2 \cdot \mathcal{E}_{13,13} - 2 \cdot \text{HOS3} \cdot \mathcal{E}_{16,13}$
k+1	19	i+3	0
	20	i+4	$\mathcal{E}_{14,13}$
	21	i+5	$-\mathcal{E}_{13,16} - \text{HOS3} \cdot \mathcal{E}_{13,16}$
	22	f+3	0
	23	f+4	$-\mathcal{E}_{16,16} + b_{k+1,k} \cdot b_{k,k+1} \cdot \mathcal{E}_{18,18} -$ $-\text{HOS3}^2 \cdot \mathcal{E}_{13,13} - 2 \cdot \text{HOS3} \cdot \mathcal{E}_{16,13}$
	24	f+5	$-\mathcal{E}_{18,18}$
k+m	25	i+3m	0
	26	i+3m+1	$-\mathcal{E}_{21,23}$
	27	i+3m+2	$\mathcal{E}_{21,23}$
	28	f+3m	0
	29	f+3m+1	$-\mathcal{E}_{23,23}$
	30	f+3m+2	0

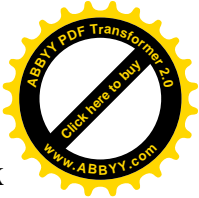
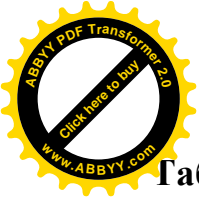


Таблица 2.3.7 - Элементы матрицы внешней жесткости $[R]_k$ для сборных железобетонных плит перекрытий

Эл. МСД	№	СВЯЗИ	$R_{f+2,j;j = i-3m, \dots, f+3m+2}$
k-m	1	$i-3m$	0
	2	$i-3m+1$	0
	3	$i-3m+2$	0
	4	$f-3m$	$- a_{k-m,k} \cdot \mathcal{E}_{6,6}$
	5	$f-3m+1$	0
	6	$f-3m+2$	$- \mathcal{E}_{6,6}$
k-1	7	$i-3$	0
	8	$i-2$	0
	9	$i-1$	0
	10	$f-3$	0
	11	$f-2$	$- b_{k-1,k} \cdot \mathcal{E}_{12,12}$
	12	$f-1$	$- \mathcal{E}_{12,12}$
K	13	I	0
	14	$i+1$	0
	15	$i+2$	0
	16	F	$- a_{k,k-m} \cdot \mathcal{E}_{6,6} + a_{k,k+m} \cdot \mathcal{E}_{24,24}$
	17	$f+1$	$- b_{k,k-1} \cdot \mathcal{E}_{12,12} + b_{k,k+1} \cdot \mathcal{E}_{18,18}$
	18	$f+2$	$\mathcal{E}_{6,6} + \mathcal{E}_{12,12} + \mathcal{E}_{18,18} + \mathcal{E}_{24,24}$
k+1	19	$i+3$	0
	20	$i+4$	0
	21	$i+5$	0
	22	$f+3$	0
	23	$f+4$	$b_{k+1,k} \cdot \mathcal{E}_{18,18}$
	24	$f+5$	$- \mathcal{E}_{18,18}$
k+m	25	$i+3m$	0
	26	$i+3m+1$	0
	27	$i+3m+2$	0
	28	$f+3m$	$a_{k+m,k} \cdot \mathcal{E}_{24,24}$
	29	$f+3m+1$	0
	30	$f+3m+2$	$- \mathcal{E}_{24,24}$

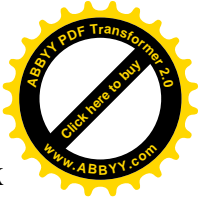
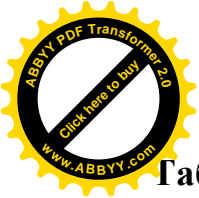


Таблица 2.3.8 - Элементы матрицы внешней жесткости $[R]_k$ для сборных железобетонных плит перекрытий

Связи	I	i+1	i+2	f	f+1	f+2
i-3m	$R_{i,i-3m}$	$R_{i+1,i-3m}$		$R_{f,i-3m}$		
i-3m+1	$R_{i,i-3m+1}$	$R_{i+1,i-3m+1}$	$R_{i+2,i-3m+1}$	$R_{f,i-3m+1}$	$R_{f+1,i-3m+1}$	
i-3m+2		$R_{i+1,i-3m+2}$	$R_{i+2,i-3m+2}$		$R_{f+1,i-3m+2}$	
f-3m	$R_{i,f-3m}$	$R_{i+1,f-3m}$		$R_{f,f-3m}$		$R_{f+2,f-3m}$
f-3m+1		$R_{i+1,f-3m+1}$	$R_{i+2,f-3m+1}$		$R_{f+1,f-3m+1}$	
f-3m+2				$R_{f,f-3m+2}$		$R_{f+2,f-3m+2}$
i-3	$R_{i,i-3}$	$R_{i+1,i-3}$		$R_{f,i-3}$		
i-2	$R_{i,i-2}$	$R_{i+1,i-2}$	$R_{i+2,i-2}$	$R_{f,i-2}$	$R_{f+1,i-2}$	
i-1		$R_{i+1,i-1}$	$R_{i+2,i-1}$		$R_{f+1,i-1}$	
f-3	$R_{i,f-3}$	$R_{i+1,f-3}$		$R_{f,f-3}$		
f-2		$R_{i+1,f-2}$	$R_{i+2,f-2}$		$R_{f+1,f-2}$	$R_{f+2,f-2}$
f-1					$R_{f+1,f-1}$	$R_{f+2,f-1}$
I	$R_{i,i}$	$R_{i+1,i}$		$R_{f,i}$		
i+1	$R_{i,i+1}$	$R_{i+1,i+1}$	$R_{i+2,i+1}$	$R_{f,i+1}$	$R_{f+1,i+1}$	
i+2		$R_{i+1,i+2}$	$R_{i+2,i+2}$		$R_{f+1,i+2}$	
f	$R_{i,f}$	$R_{i+1,f}$		$R_{f,f}$		$R_{f+2,f}$
f+1		$R_{i+1,f+1}$	$R_{i+2,f+1}$		$R_{f+1,f+1}$	$R_{f+2,f+1}$
f+2				$R_{f,f+2}$	$R_{f+1,f+2}$	$R_{f+2,f+2}$
i+3	$R_{i,i+3}$	$R_{i+1,i+3}$		$R_{f,i+3}$		
i+4	$R_{i,i+4}$	$R_{i+1,i+4}$	$R_{i+2,i+4}$	$R_{f,i+4}$	$R_{f+1,i+4}$	
i+5		$R_{i+1,i+5}$	$R_{i+2,i+5}$		$R_{f+1,i+5}$	
f+3	$R_{i,f+3}$	$R_{i+1,f+3}$		$R_{f,f+3}$		
f+4		$R_{i+1,f+4}$	$R_{i+2,f+4}$		$R_{f+1,f+4}$	$R_{f+2,f+4}$
f+5					$R_{f+1,f+5}$	$R_{f+2,f+5}$
i+3m	$R_{i,i+3m}$	$R_{i+1,i+3m}$		$R_{f,i+3m}$		
i+3m+1	$R_{i,i+3m+1}$	$R_{i+1,i+3m+1}$	$R_{i+2,i+3m+1}$	$R_{f,i+3m+1}$	$R_{f+1,i+3m+1}$	
i+3m+2		$R_{i+1,i+3m+2}$	$R_{i+2,i+3m+2}$		$R_{f+1,i+3m+2}$	
f+3m	$R_{i,f+3m}$	$R_{i+1,f+3m}$		$R_{f,f+3m}$		$R_{f+2,f+3m}$
f+3m+1		$R_{i+1,f+3m+1}$	$R_{i+2,f+3m+1}$		$R_{f+1,f+3m+1}$	
f+3m+2				$R_{f,f+3m+2}$		$R_{f+2,f+3m+2}$

Объединенные элементы матрицы внешней жесткости $[R]_k$ метода сосредоточенных деформаций для сборных железобетонных плит перекрытий приведены в таблице 2.3.8.

По разработанному алгоритму расчета, составлена подпрограмма в среде Delphi для программы «МСД».



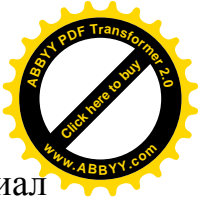
По программе выполнены многочисленные расчеты; приведем некоторые из них. Эти примеры призваны проиллюстрировать возможности метода сосредоточенных деформаций и оценить точность получаемых решений (в сравнении с другими).

Пример 2.3.1. Консольная балка-стенка загружена по торцу касательными силами, распределенными по закону квадратной параболы; точное решение этой задачи дается во многих курсах по теории упругости [81], при таком распределении нагрузки должно сохраняться линейное распределение нормальных напряжений σ_z по всей высоте (рис. 2.3.2).

Деформативные свойства элементов метода сосредоточенных деформаций направлены по линиям (плоскостям) разбивки, а также на периферии; такая схема приводит к равным характеристикам жесткости собственных условных связей во всех элементах. При достаточно «грубой» разбивке (рис. 2.3.2а) в данном случае достигается хорошее совпадение по прогибам продольной оси (рис. 2.3.2б), нормальным напряжениям (рис. 2.3.2в); отмечается заметное расхождение в величинах касательных напряжений, что вызывается заложенным в расчете равномерным распределением касательных напряжений, в том числе и для элементов, выходящих на контур, свободный от нагрузок.

Пример 2.3.2. Та же консольная балка, но с разбивкой на $10 \cdot 20 = 200$ элементов метода сосредоточенных деформаций загружена по торцу сдвигающими напряжениями, распределенными по закону квадратной параболы (рис. 2.3.3). Из рис. 2.3б видно, что вычисленные по методу сосредоточенных деформаций прогибы хорошо согласуются с полученными по формулам теории упругости; то же можно сказать о нормальных напряжениях (рис. 2.3.3в); касательные напряжения, в отличие от примера 2.3.1, сблизилась с вычисленными по формулам теории упругости.

Пример 2.3.3. Квадратная балка-стенка жестко заделана по боковым граням (опоры воспринимают распорные силы) и загружена равномерно распределенной по верхней грани нагрузкой интенсивностью $q = 1$ кГс/см (рис.



2.3.4 и 2.3.5). Размеры балки-стенки $a \cdot b = 12 \cdot 12$ см, толщина $t = 1$ см, материал принят с характеристиками: модулем упругости $E = 2 \cdot 10^4$ кгс/см² и коэффициентом поперечного расширения $\mu = 0,3$.

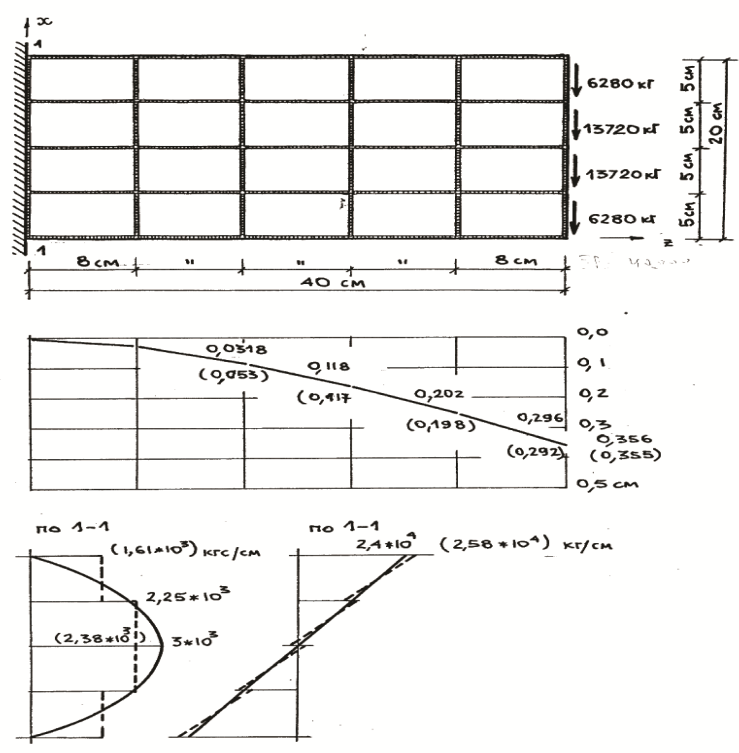


Рис. 2.3.2. Эпюра прогиба и напряжений консольной балки-стенки:

- а) схема метода сосредоточенных деформаций; б) прогибы;
- в) касательные и нормальные напряжения.

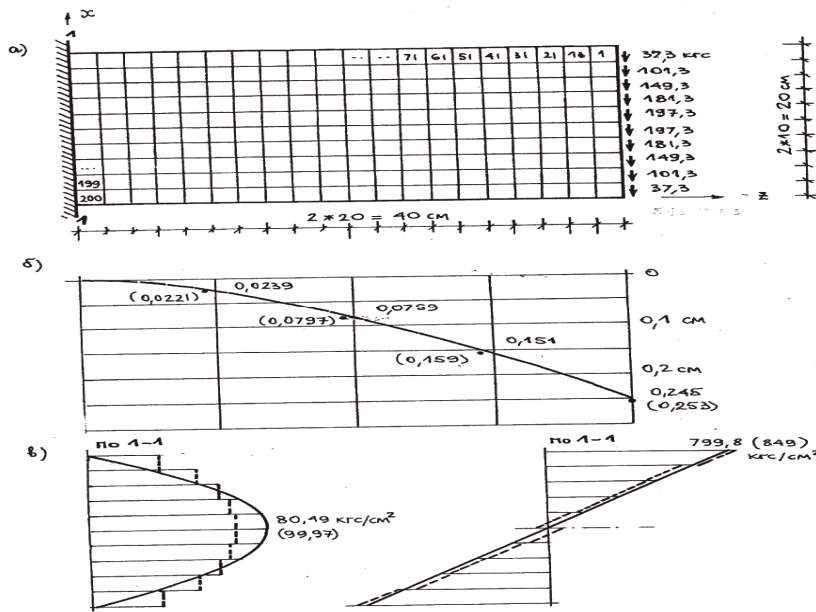


Рис. 2.3.3. Эпюры прогиба и напряжений консольной балки-стенки:

- а) – схема метода сосредоточенных деформаций; б) – прогибы;
- в) – касательные и нормальные напряжения.

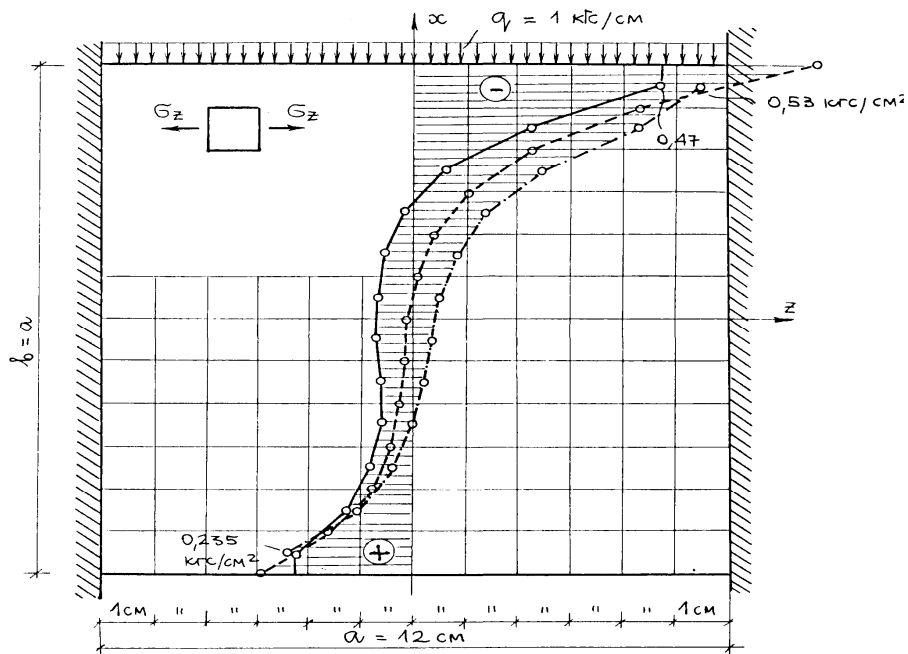


Рис. 2.3.4. График изменения напряжения G_z на уровне оси: _____ по методу сосредоточенных деформаций; - - - - - по методу конечных элементов; по [19].

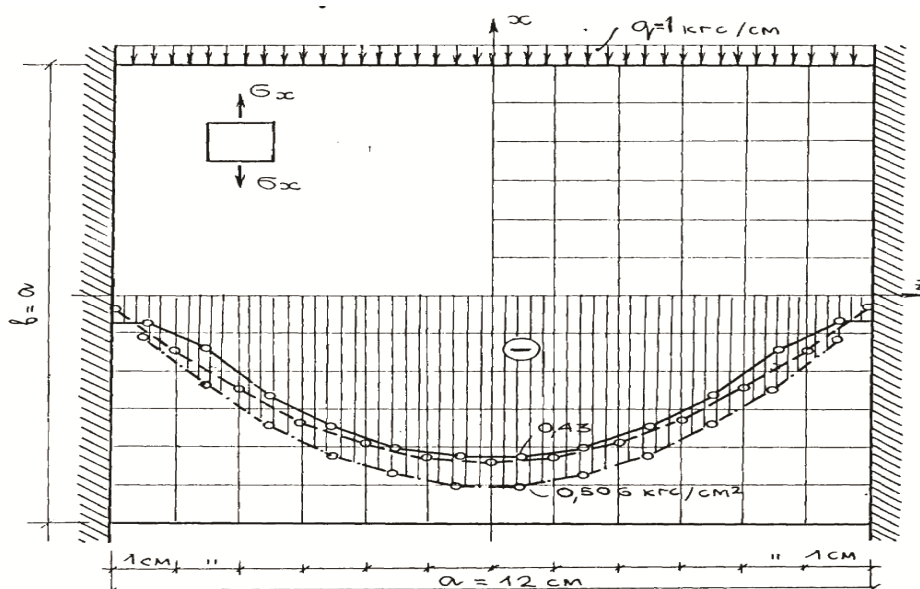


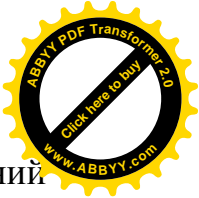
Рис. 2.3.5. График изменения напряжения σ_z на уровне оси:

_____ по методу сосредоточенных деформаций; - - - - - по методу конечных элементов; ----- по [19].

Целью настоящих расчетов по методу сосредоточенных деформаций являлась проверка этой расчетной модели и основных ее допущений. Сравнение проведено с табличными данными [26], также с результатами специально выполненных расчетов по методу конечных элементов при той же степени дискретизации и с узлами метода конечных элементов, имеющими три степени свободы (два линейных и одно угловое перемещение в плоскости балки-стенки).

Из рис. 2.3.4 и 2.3.5 следует, что результаты расчетов по методу сосредоточенных деформаций близки к полученным другими численными способами.

В области наибольших и наименьших значений напряжений σ_z и σ_x все три методики дают практически совпадающие результаты и их различия объясняются, по видимому, численной природой всех сравниваемых расчетных подходов.



Пример 2.3.4. Выполнить расчет прочности и перемещений железобетонной балки прямоугольного сечения сечением $B \cdot H = 15,3 \cdot 30,5$ см, длиной 3 м и загруженной сосредоточенными силами в третях пролета (опыты НИИЖБ). Характеристики материалов, бетон: $R_g = 29,5$ МПа, $R_{gt} = 1,6$ МПа, $E_g = 39500$ МПа; $\hat{\varepsilon}_g = 2,5$ ‰; арматура 2Ø16 класса А-II с $R_y = 359$ МПа, $R_{su} = 498$ МПа, $E_s = 2 \cdot 10^5$ МПа.

Расчет выполнялся по программе «МСД» на вычислительной технике. Железобетонная балка в пролете разбита на 11 элемента МСД с тремя степенями свободы (система уравнений метода перемещений содержала 33 неизвестных) длиной 0,35 и 0,3 м; нормальные сечения по плоскостям сосредоточенных деформаций представлены 105 элементарными площадками бетона A_{gn} и арматуры A_{sk} . Разрушающая нагрузка по расчету составила $P^* = 33$ кН, опытное значение $P^*_{опыт} = 33,3$ кН.

В упругой стадии работы (первые итерации расчета на каждом этапе нагружения) прогибы балки в середине пролета отличаются от аналитически вычисленных на +0,547%, углы поворота в опорных элементах соответственно на +0,8%, кривизны в середине пролета – на 0,01%. Отсюда следует, что вычисления перемещений по изложенной методике при сравнительно небольшом числе элементов МСД дают высокую точность. На рис. 2.3.6 представлены кривизны сечений в середине пролета на разных уровнях нагружения, полученные расчетом по настоящей методике, по формулам [91] и опытные кривизны; можно считать, что совпадение их хорошее.

Отметим, что рассматриваемая балка является статически определимой, и ее расчет по методу сосредоточенных деформаций выполнен для иллюстрации точности метода сосредоточенных деформаций.

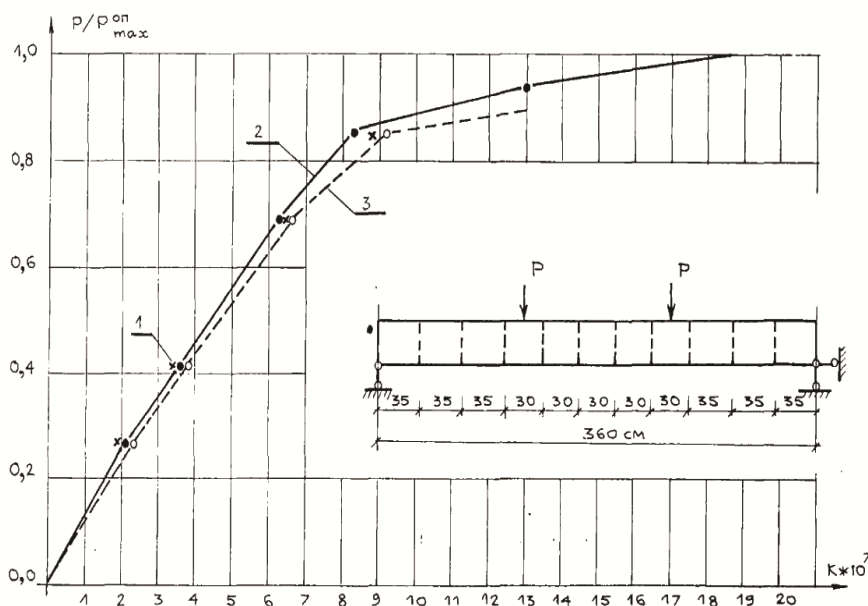


Рис. 2.3.6. График изменение кривизны продольной оси при загрузении: 1 – расчет по СНиП; 2 – расчет по методу сосредоточенных деформаций; 3 – опыт.

На рис. 2.3.7 изображены эпюры кривизны и изгибающих моментов для двух уровней загрузки при нагрузке, составляющей 70% от разрушающей и 96% от разрушающей (эпюры кривизны и изгибающих моментов изображены в одинаковом масштабе для середин пролетов).

Отсюда видно, что по мере роста нагрузки эпюра кривизны постепенно отходит от эпюры изгибающих моментов.

Поэтому вычисления прогибов на основании кривизны в серединах пролетов по формулам [91] в виде $v = \kappa_x \cdot S \cdot L_0^2$ (κ_x – кривизна в середине пролета, S – коэффициент расчетной схемы, L_0 – пролет) будут содержать тем большую погрешность, чем относительно выше нагрузка.

Так, при нагрузке 70% от разрушающей погрешность формулы [91] составила +1,3% и при нагрузке в 96% от разрушающей нагрузки +17% по сравнению с расчетами по методу сосредоточенных деформаций, учитывающем переменность жесткости сечения по длине.

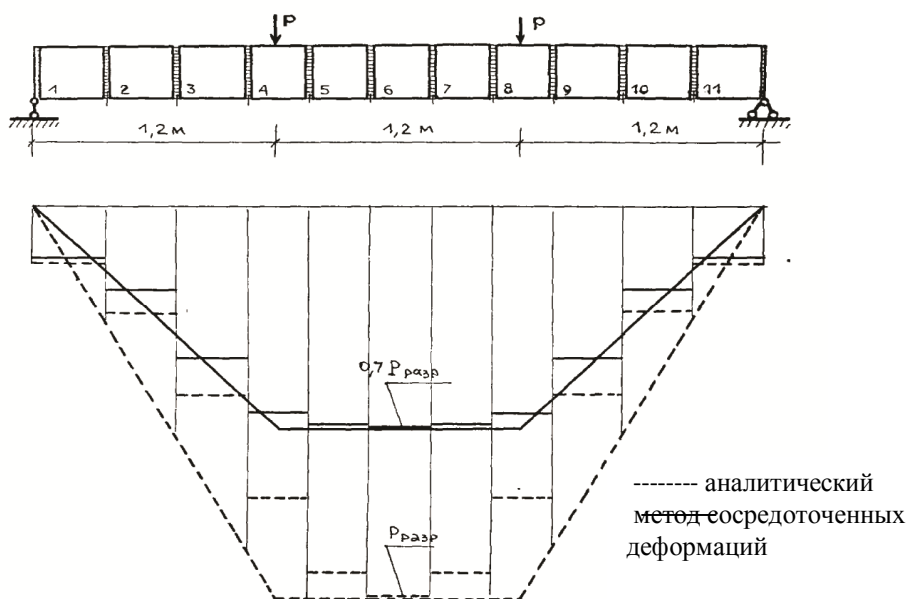


Рис. 2.3.7. Эпюры изгибаемых моментов

Пример 2.3.5. Требуется проверить расчет несущую способность в нецентрично сжатого железобетонного элемента круглой поперечной формы (рис. 2.3.8) при следующих данных: радиус сечения по бетону $R = 0,2$ м; $a = 0,035$ м; бетон имеет призмную прочность, $R_e = 24,5$ МПа; прочность при центральном растяжении $R_{ot} = 1,4$ МПа; начальный модуль упругости $E_e = 30\,000$ МПа; арматура класса Ат-VI в количестве $10\emptyset 14$ мм с $\sigma_{su} = 1050$ МПа, $E_s = 190\,000$ МПа.

Внешние силы заданы и равны $N_z = 500$ кН, $M_x = 175$ кН·м.

Следует отметить, что полярная система координат для круглых (и кольцевых) сечений оказалась менее удобной, чем прямоугольная. Проверка несущей способности сечения осуществлялась по программе «МСД» на вычислительной технике. Сходимость итерационного процесса с точностью $\omega = 0,001$ достигнута после 10-ти итераций.

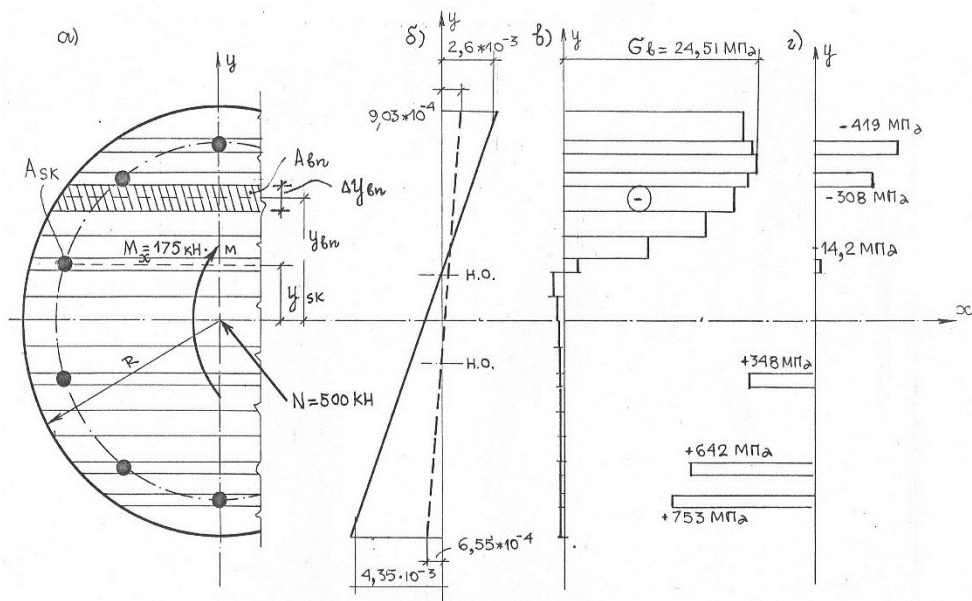


Рис. 2.3.8. График напряжения – деформация не центрально сжатого железобетонного элемента круглой формы:

- а) схема разбивки, б) напряжения в бетоне, в) напряжения в арматуре,
- г) продольные деформации по сечению

Из рис. 2.3.8 следует, что напряжения в сжатом бетоне на крайнем волокне зафиксированы на нисходящей ветви диаграмм « $\sigma_\epsilon - \epsilon_\epsilon$ », что наблюдалось и в других примерах.

Судя по эпюрам σ_ϵ и σ_s , можно полагать, что несущая способность в нормальном сечении при заданных внешних силах N_z и M_x далеко не исчерпана. Отыскание величин, N_z и M_x , при которых достигается разрушение по нормальному сечению, является предметом другой расчетной задачи, не рассматриваемой в настоящем примере.



2.4 Заключение по главе 2

1. Плоскостные железобетонные элементы многоэтажных зданий, работающие в условиях нелинейности, наиболее просто рассчитывать по методу сосредоточенных деформаций, в котором реализована дискретная расчетная модель с учетом условия закрепления по контру. Вычисленные результаты хорошо согласуются с данными экспериментов и положениями, действующих по СНиП [91].
2. Принятая методика расчета позволяет реализовать реальные диаграммы деформирования бетона и арматуры с учетом граничных условий закрепления.
3. Разрушающая нагрузка по примеру расчета на прочности и перемещений железобетонной балки прямоугольного сечения загруженной сосредоточенными силами в третях пролета составила $P^* = 33$ кН, опытное значение $P_{*опыт} = 33,3$ кН(опыты НИИЖБ). Прогибы балки в середине пролета отличаются от аналитически вычисленных на +0,547%, углы поворота в опорных элементах соответственно на +0,8%, кривизны в середине пролета – на 0,01%. Отсюда следует, что вычисления перемещений по изложенной методике при сравнительно небольшом числе элементов МСД дают высокую точность.



ГЛАВА 3. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ СБОРНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПЛИТ ПЕРЕКРЫТИЙ С УЧЕТОМ ГРАНИЧНЫХ УСЛОВИЙ ОПИРАНИЯ

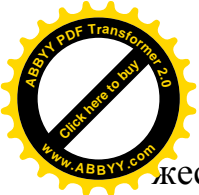
3.1 Экспериментальные исследования сборных железобетонных плит перекрытий с учетом распора

Экспериментальное исследование рассматривает изучение работы сборных железобетонных плит перекрытий в условиях сложного напряженно-деформированного состояния. Для этого была разработана методика, испытание образцов сборных железобетонных балочных плит перекрытий на вертикальное действие нагрузки при свободно опертых и закрепленных от горизонтальных смещений плит перекрытий, а также испытания сборных железобетонных плит перекрытий свободно опертых по контуру.

Измерение величины нормальных усилий т.е. распор возникающего в плит перекрытий, закрепленных от горизонтальных смещений является одной из вопросов экспериментальных исследований. Для достижения этой цели были изготовлены силомерные конструкции. В экспериментальных исследованиях одной из основных задач являлось измерение нормальных усилий т.е. распора и раскрытие внешней статической неопределимости системы.

До настоящего времени измерения нормальных усилий т.е. эффект распора осуществлялись различными способами с статически определимых и статически неопределимых систем. Подобная схема испытания встречается в следующих работах [67, 84, 90 и др.].

В настоящей диссертационной работе необходимо было исследовать влияние нормальных усилий т.е. эффект распора на прочность, перемещений и трещинообразованию сборных железобетонных плит перекрытий, возникающего в статически неопределимой системе. Для осуществления и изучения работы конструкций под воздействием внешней нагрузки изготовлена



жесткая рама и силомерная конструкция. Для полной передачи горизонтальных усилий на силомерные конструкции осуществлялось с помощью специально изготовленной жесткой рамой из швеллеров и стержневой арматуры.

Таким образом, явилась возможность организовывать два варианта испытаний в горизонтальной плоскости:

- первый сборные железобетонные плит перекрытия испытывались по свободно опертой схеме с подвижной опорой;

- второй, между торцами сборных железобетонных плит перекрытий и жесткой рамы устанавливалось силомерные конструкции для измерение нормальных усилий, а между образцом и силомерным конструкциям укладывался слой раствора на расширяющемся цементе, а плита имела свободно опертую схему.

Опытные образцы испытывались на воздействию кратковременных статических сосредоточенных вертикальных нагрузках, приложенных в четырех точках пролета. Подобная схема нагружения позволяет практически получить значения поперечных сил и изгибающих моментов, возникающих при равномерно распределенной нагрузке.

Согласно вышеизложенной методике, сборные железобетонные плит перекрытий испытывалась по двум схемам – без учета и с учетом нормальных сил т.е. распора.

Нормальные силы измерялись с помощью силомерных конструкций, расположенных в опорах (рис. 3.1.1). Тарировка силомерных конструкций осуществлялась на гидравлическом прессе марки ПММ-125.

Загружения осуществлялось три раза от нуля - до максимальных нагрузок и разгрузка до нуля для контроля показаний на каждой ступени загрузки-разгрузки. Силомерные конструкций тарировались при центральном положении и эксцентриситетами 3, 5, 7 и 8 см. По результатами измерений получены тарировочные графики силомеров (рис. 3.1.2).

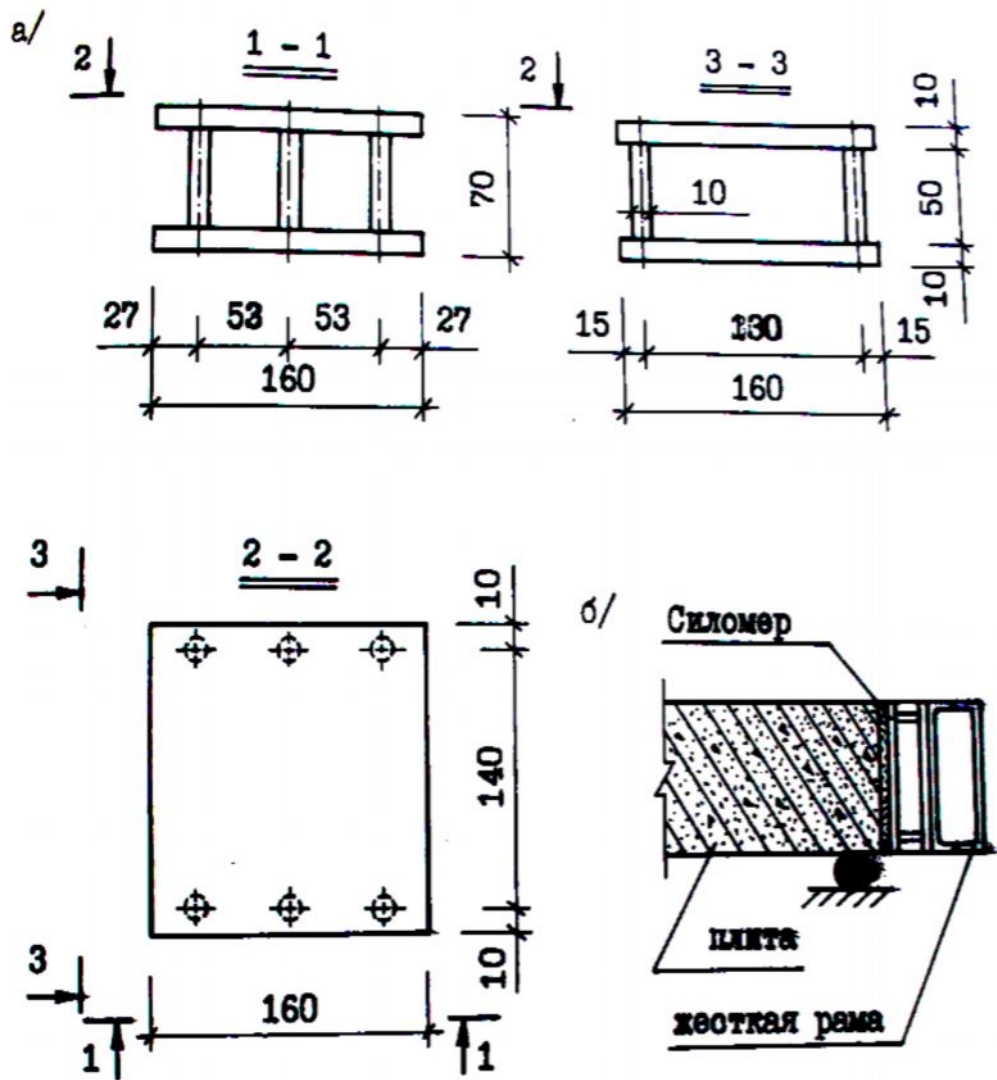


Рис. 3.1.1. Силомерные конструкция и узел сопряжения сборных железобетонных плит перекрытий

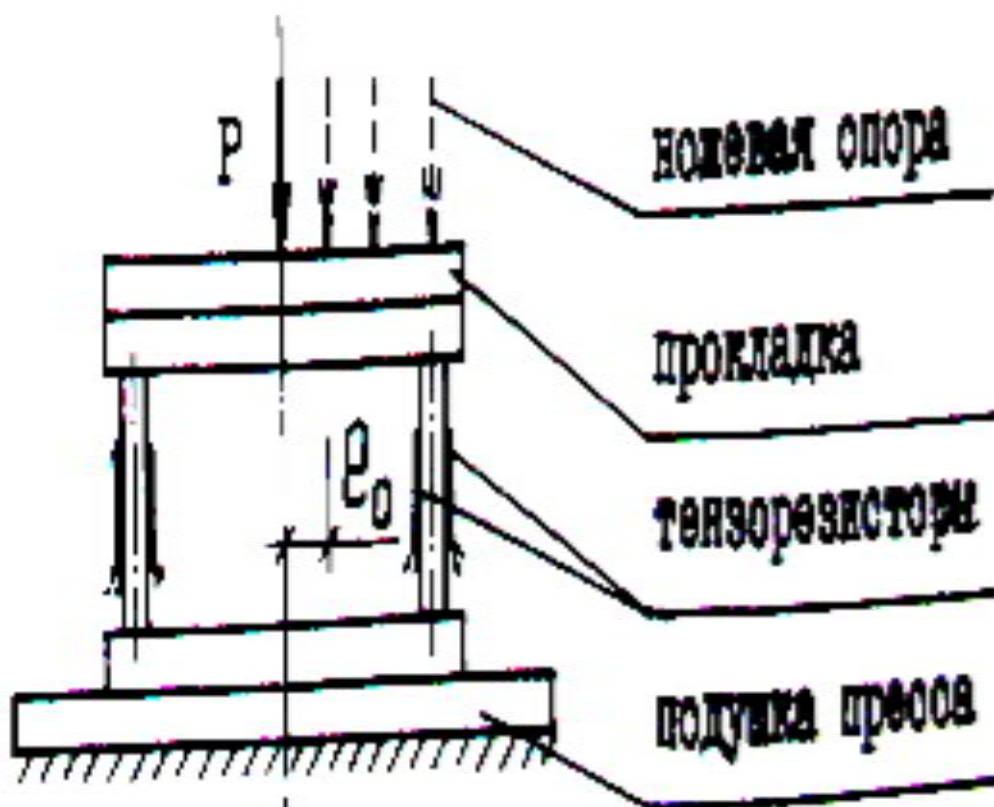


Рис. 3.1.2. Схема тарировки силомерных конструкций

Для определения нормальных сил вычислялись средние деформаций, и по всем тензорезисторам с помощью тарировочных графиков получались значения усилия для каждого силомера, после чего эти усилия суммировались.

По замерам деформаций силомеров определялось нормальные силы N – равнодействующая усилия с помощью тарировочных кривых (рис. 3.1.3).

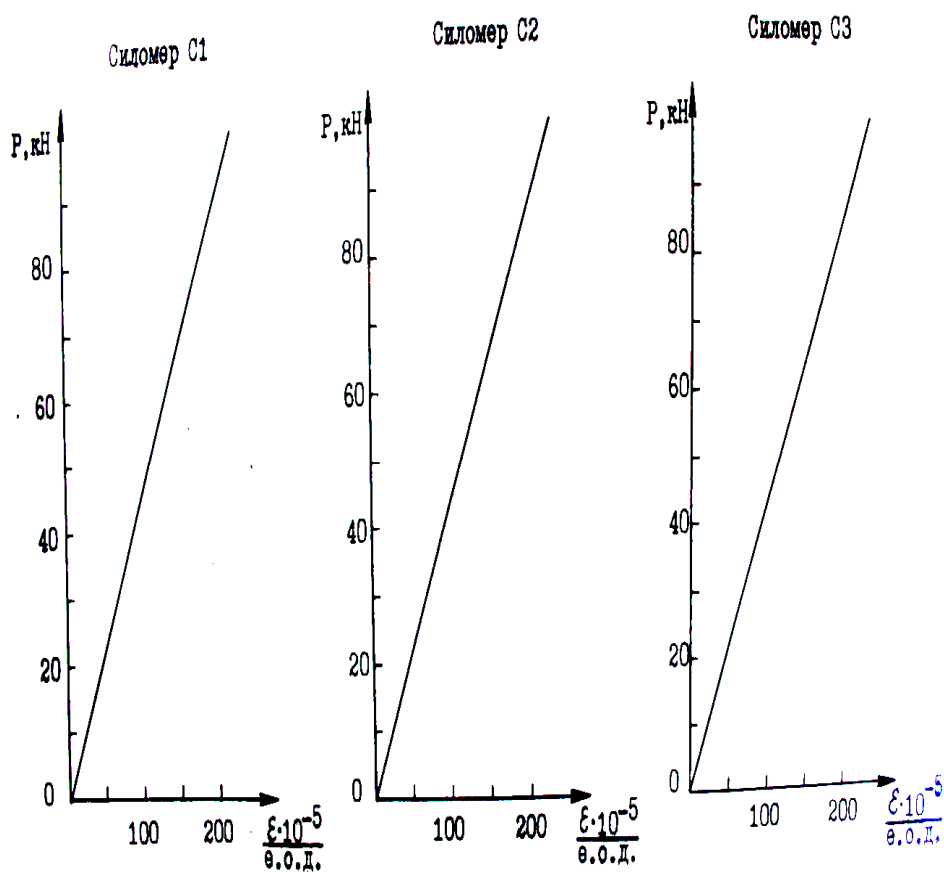


Рис. 3.1.3. Тарировочные графики силомерных конструкций

Анализ деформаций показывает, что равнодействующая усилия нормальных сил в процессе нагружения конструкции отклонялась от нейтральной оси в пределах до опирания сборных железобетонных плит перекрытий, т.е. она действует в пределах $h/4$.

В дальнейшем принималось, что равнодействующая усилия нормальных сил по высоте сечения расположена на уровне $h/4$. На рис. 3.1.4 представлены графики изменения нормальных сил в процессе нагружения.

Анализ этих графиков показывает, что нормальные силы возникают на самых ранних ступенях нагружения конструкций. В процессе нагружения происходит почти линейное нарастание этих сил. Сравнение нагрузок в момент трещинообразования для сборных железобетонных плит перекрытий с учетом и без учета нормальных сил показывает, что усилие, возникающее от нормальных сил, влияет на работу конструкции на самых ранних ступенях ее нагружения,

г.е. повышая нагрузку, при которой образуются первые трещины. Еще более существенно влияет нормальные силы на работу сборных железобетонных плит перекрытий после появления трещин. На раскрытие трещин нормальные силы оказывает существенное влияние.

Это влияние настолько велико, что в сборных железобетонных плит перекрытий с учетом нормальных сил ширина раскрытия трещин меньше, по сравнению со сборной железобетонной плит перекрытий без учета нормальных сил на одних и тех же ступенях нагружения. График прогибов и эпюры изогнутой оси опытных образцов приведены на рис. 3.1.5 и 3.1.6.

Сопоставление графика прогибов показывает, что прогиб в сборных железобетонных плит перекрытий без учета нормальных сил больше в $1,5 \div 2,0$ раза, чем в сборных железобетонных плит перекрытий с учетом нормальных сил. Также сравнение разрушающей нагрузки для сборных железобетонных плит перекрытий, при двух вариантах испытания показывает, что исключение горизонтального смещения повышают несущую способность. В опытных образцах увеличение несущей способности составило в среднем $2,0 \div 2,5$ раза.

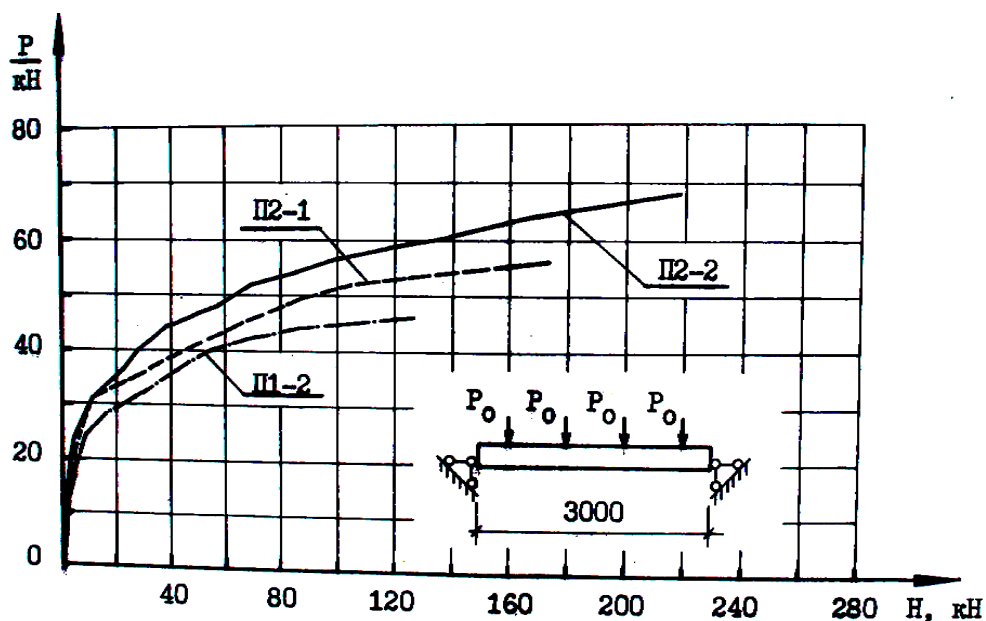


Рис. 3.1.4. График изменение нормальных сил в процессе нагружения

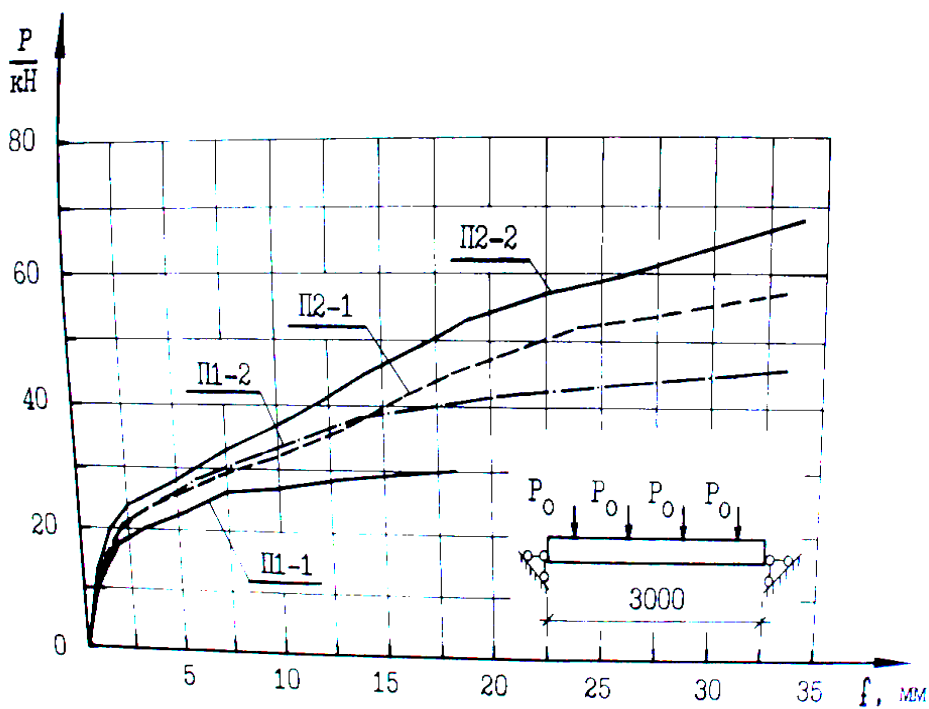


Рис. 3.1.5. График прогибов сборных железобетонных плит перекрытий в середине пролета

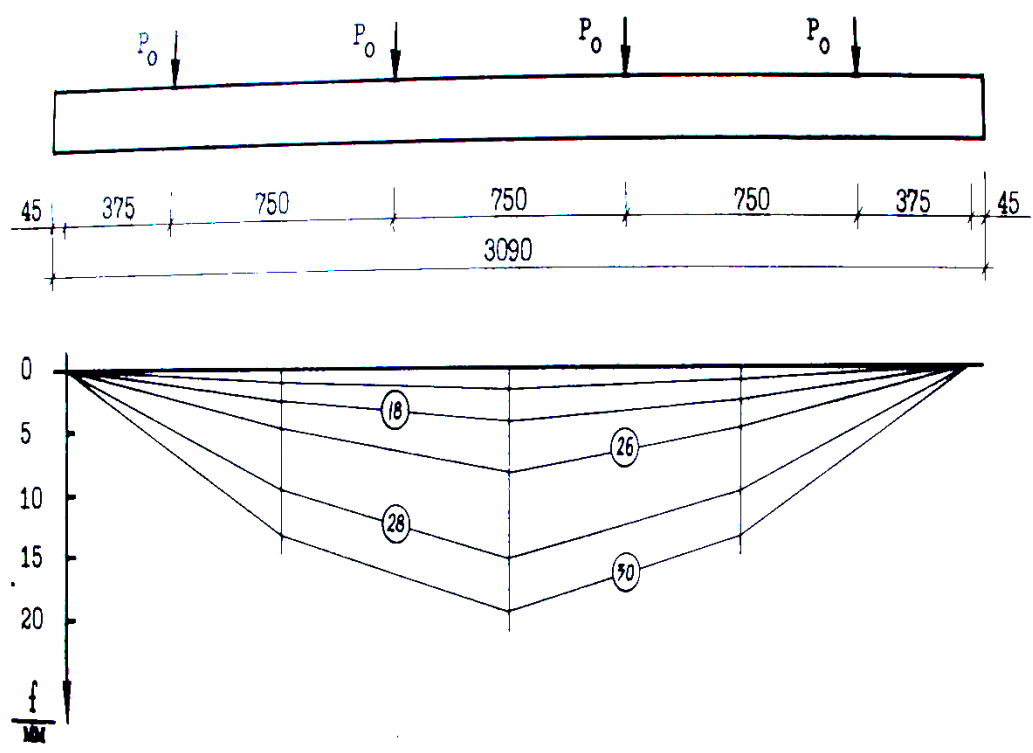


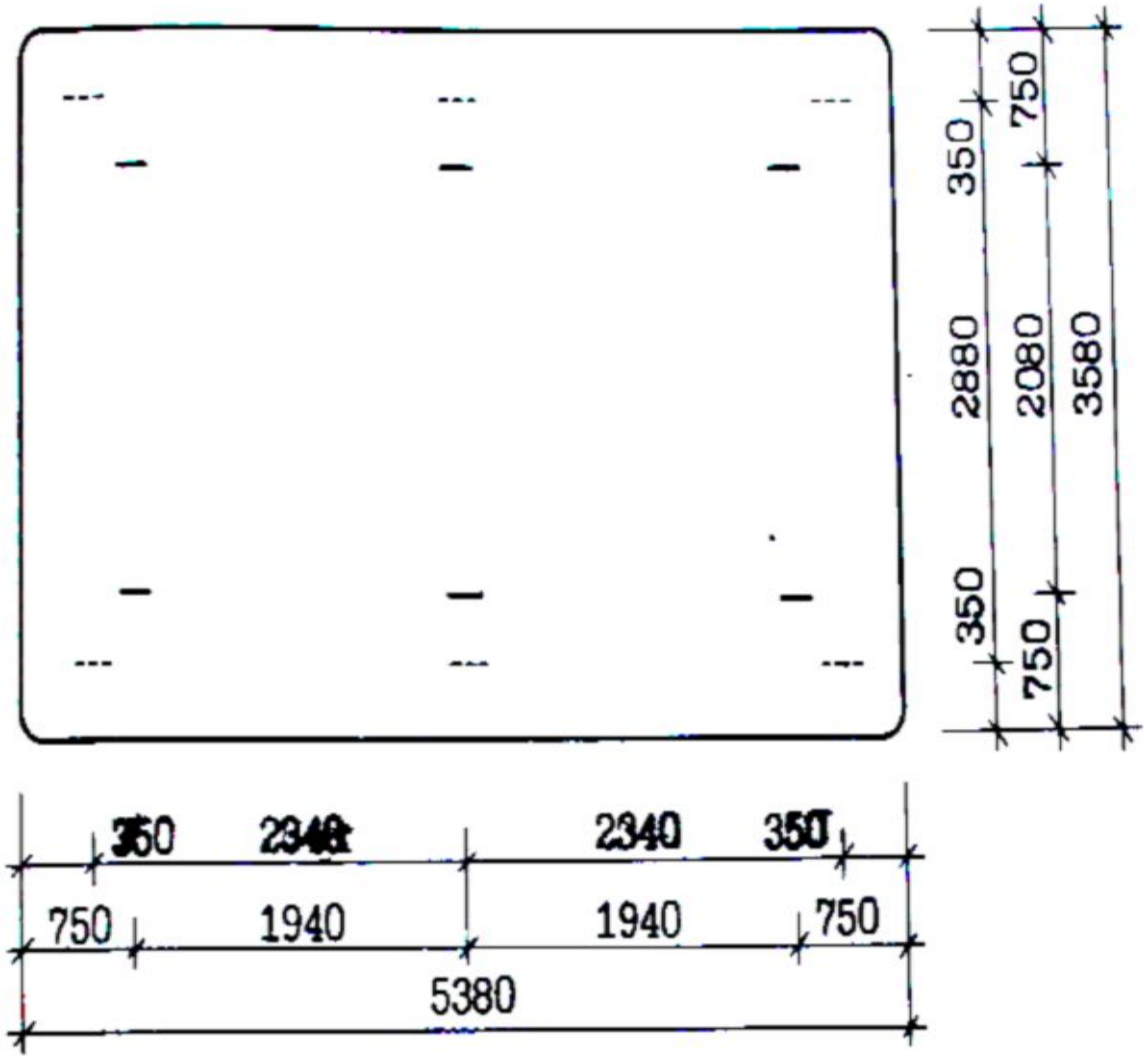
Рис. 3.1.6. Эпюры изогнутой оси экспериментального образца



Таким образом, можно сделать вывод, что нормальные силы существенно повышает несущую способность и жесткость конструкций. Следовательно, чем меньше коэффициент армирования, тем выше влияние нормальных сил на несущую способность и жесткости конструкций. На основе выше изложенного сборных железобетонных плит перекрытий, опертых по контуру можно проектировать с минимальными процентами армирования, за счет влияние учета нормальных сил. На пример при проектирование стандартных сборных железобетонных плит перекрытий марки ПК 51.15-8 размером 5100x1500x220 с учетом нормальных усилий, сечение рабочей арматуры можно уменьшит и назначить ϕ 13 мм, также увеличить размер ячейки с 150 мм до 200 мм. Общий расход рабочей арматуры сокращается с 59 погонных метров на 50 м.

Судя по характеру трещинообразования в сборных железобетонных плит перекрытий, схема расположения монтажных петель являются неудовлетворительным. В связи с этим предложено изменить схему монтажных петель согласно рис. 3.1.7. Для уменьшения изгибающих моментов, вызывающих продольные трещины по нижней грани сборных железобетонных плит перекрытий, предлагается сместить монтажные петли на расстояние 750 мм от продольных и поперечных граней сборных железобетонных плит перекрытий. Это приведет, как показали расчеты и испытания, к снижению пролетных изгибающих моментов в $4 \div 5$ раза от собственного веса.

Одной из причин преждевременного образования трещин также являются каналобразователи, для внутренней электропроводки. Поэтому предложено поменять схему расположения каналобразователей, располагая их на уровне середине толщины сборных железобетонных плит перекрытий (рис. 3.1.8).



- существующие монтажные петли
- рекомендуемые монтажные петли

Рис. 3.1.7. Схема расположения монтажных

петель(предложение).

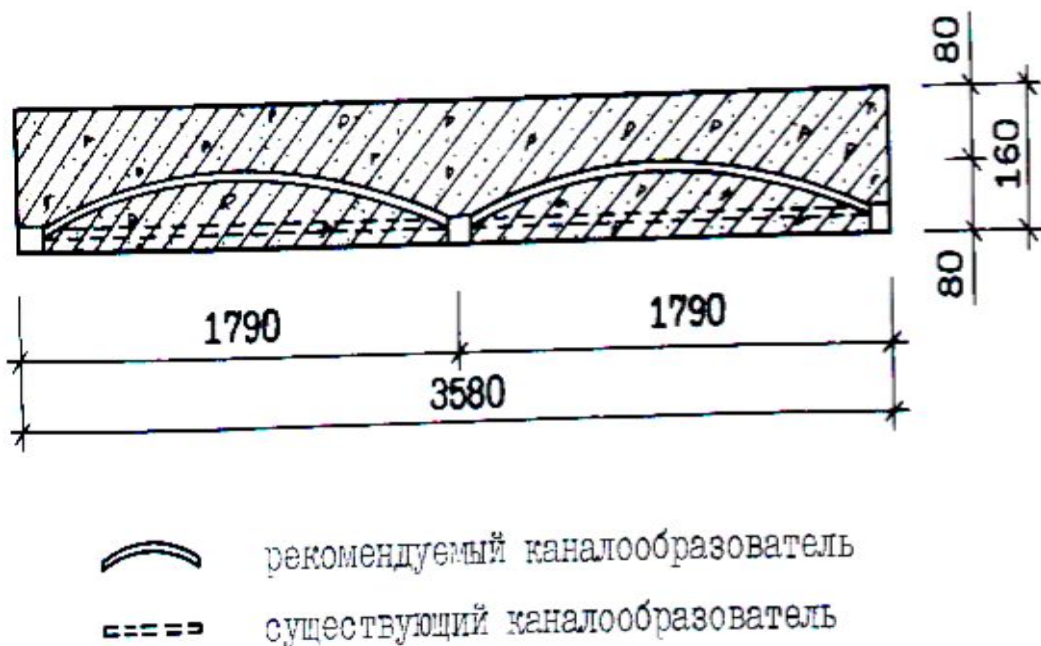


Рис. 3.1.8. Схема расположения каналобразователя (предложение).

3.2 Заключение по главе 3

1. Согласно измерению деформаций силомеров с помощью специальных кривых определялась равнодействующая нормальная усилия - Н. На



основе анализа специальных кривых установлено, что нормальные усилия N действуют в пределах $h/4$ точки по высоте сечения сборных железобетонных плит перекрытий.

2. Влияние нормальных усилий в сборных железобетонных плит перекрытий многоэтажных зданий, при кратковременных нагрузках позволяет наиболее полно использовать прочность бетона сжатой зоны, что приводит к увеличению несущей способности и жесткости сборных железобетонных плит перекрытий многоэтажных зданий.
3. Сопоставление графика прогибов показывает, что прогиб в сборных железобетонных плит перекрытий без учета нормальных сил больше в $1,5 \div 2,0$ раза, чем в сборных железобетонных плит перекрытий с учетом нормальных сил. Также сравнение разрушающей нагрузки для сборных железобетонных плит перекрытий, при двух вариантах испытания показывает, что исключение горизонтального смещения повышают несущую способность. В опытных образцах увеличение несущей способности составило в среднем $2,0 \div 2,5$ раза.
4. В соответствии с результатом учета нормальных усилий, в процессе проектирования можно несколько раз сократить расход рабочей арматуры сборных железобетонных плит перекрытий многоэтажных зданий. Так, к примеру, в процессе проектирования стандартных сборных железобетонных плит перекрытий марки ПК 51.15-8 размером $5100 \times 1500 \times 220$ с учетом нормальных усилий, сечение рабочей арматуры можно уменьшить и назначить $\phi 13$ мм, также увеличить размер ячейки с 150 мм до 200 мм. Общий расход рабочей арматуры сокращается с 59 погонных метров на 50 м.

ГЛАВА 4. РАСЧЕТ СБОРНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПЛИТ ПЕРЕКРЫТИЙ МНОГОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ И СОПОСТАВЛЕНИЕ ИХ С ДАННЫМИ ЭКСПЕРИМЕНТА



4.1. Определение несущей способности сборных железобетонных плит перекрытий по методу предельного равновесия

В настоящее время при определении несущей способности, т.е. прочности сборных железобетонных плит перекрытий многоэтажных зданий методом предельного равновесия, основной задачей является установление механизма возможных схем излома.

Проведенный анализ схемы закрепления на опорах сборных железобетонных плит перекрытий, построенных и проектируемых многоэтажных зданий, их расчеты и экспериментальные исследования позволили отметить следующий подход к определению механизмов возможных схем излома сборных железобетонных плит перекрытий при действии внешних нагрузок:

- сборные железобетонные плиты перекрытий разбиваются на несколько участков с максимальными размерами при условии отсутствия опор внутри элемента, контур таких участков образуется отрицательными линиями возможных схем излома;

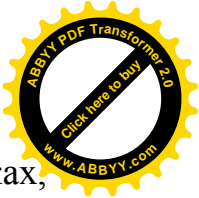
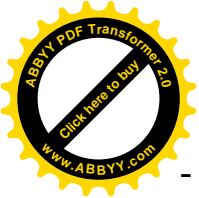
- определенный каждый участок рассматривается как отдельная плита с соответствующими условиями на контуре.

В отдельных случаях механизм возможных схем излома бесспорен, а в других случаях достаточно принять к сравнению несколько возможных схем излома.

Основными разновидностями механизмов возможных схем излома участков сборных железобетонных плит перекрытий являются:

- механизм возможных схем излома «конверт», возникающий на участках, рассматриваемых как пластины, опертые по четырем сторонам или размерам комнаты;

- механизм возможных схем излома неполного «конверта», возникающий на местах, анализируемых как пластины, опертые по трем сторонам и свободной четвертой стороны;



- балочный механизм возможных схем излома, возникающий на участках, сведенных к пластинам, опертым по двум противоположным сторонам и на консолях;

- механизм возможных схем излома участков трапецидальной конфигурации в плане;

- механизм возможных схем излома участков полигональной формы.

Надо полагать, что определение несущей способности сборных железобетонных плит перекрытий методом предельного равновесия сводится к решению расчетных формул для всех видов механизмов возможных схем излома участков с учетом специфик их опорных условий и конфигурации в плане.

Для предельной нагрузки соответствующие выражения при различных механизмах возможных схем излома участков определяли из условия равенства нулю работы всех сил системы на виртуальных перемещениях.

Выражения для определения предельной нагрузки при основных механизмах возможных схем излома участков приведены ниже.

Механизм возможных схем излома «конверт».

Настоящий механизм возможных схем излома (рис. 4.1.1а) возникает, как правило, в том случае, если на контуре участка, сформированного отрицательными линиями излома или линиями контура, устраивается хотя бы одна опора на каждой стороне, кроме угловых.

Предельная несущая способность для предоставленного механизма возможных схем излома равна:

$$Q_n = 12 \cdot [(2 \cdot m_1 + m_1' + m_1'') \cdot \ell_2 + (2 \cdot m_2 + m_2' + m_2'') \cdot \ell_1] / [\ell_1^2 \cdot (3 \cdot \ell_2 - \ell_1)] \quad (4.1.1)$$

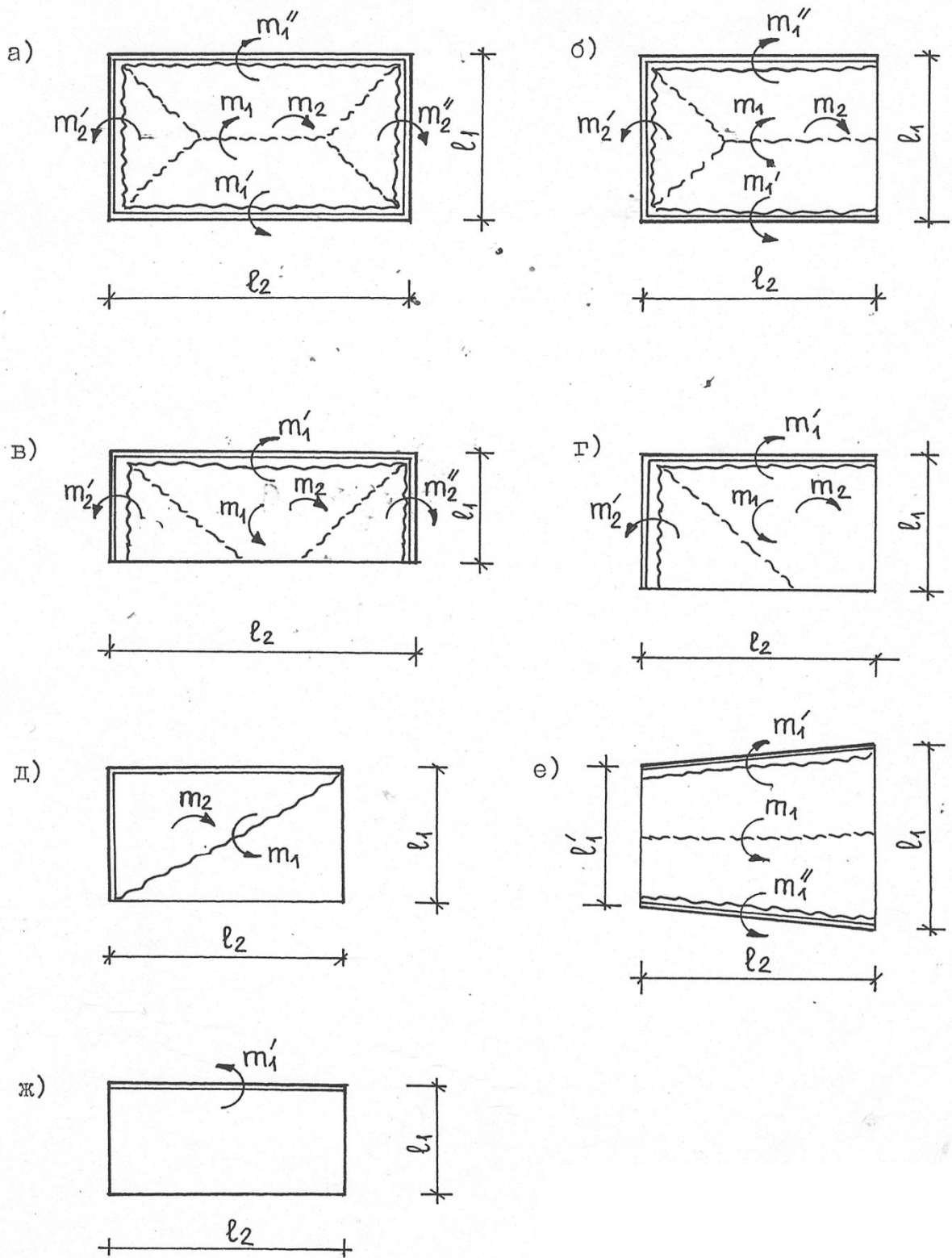
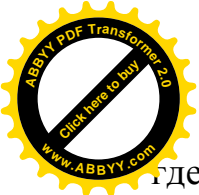


Рис. 4.1.1. Схемы разновидности механизмов разрушения участков сборных железобетонных плит перекрытий



где: l_1 и l_2 - соответственно, меньший и больший пролеты участка;
 m_1 и m_2 - усредненные предельные погонные изгибающие моменты на
положительных линиях излома;
 m_2', m_2'', m_2', m_2'' - усредненные предельные погонные изгибающие
моменты на отрицательных линиях излома.

Величины изгибающих моментов пролетных m_1 и m_2 и опорных m_2', m_2'' ,
 m_2', m_2'' определяются путем умножения соответствующих усредненных
площадей сечений арматуры на погонном метре $A_{S1}, A_{S2}, A'_{S1}, A''_{S1}, A'_{S2}, A''_{S2}$ на их
расчетные сопротивления и на плечо внутренней пары для соответствующего
сечения плиты.

Механизм возможных схем излома «полуконверт».

Этот механизм возможных схем излома (рис. 4.1.1б) реализуется на
участках, где имеется свободный край, причем $l_1 \leq 2 \cdot l_2$. Механизм такого вида
составляет половину механизма возможных схем излома «конверт», и
предельная несущая способность его равна:

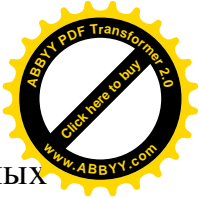
$$Q_n = 24 \cdot [(2 \cdot m_1 + m_1' + m_1'') \cdot l_2 + (2 \cdot m_2 + m_2') \cdot l_1] / [l_1^2 \cdot (6 \cdot l_2 - l_1)] \quad (4.1.2)$$

В этих случаях, когда свободный край совпадает с большей стороной
участка, причем $l_1 \leq 0,5 \cdot l_2$, возникает механизм возможных схем излома
«неполного полуконверта» (рис. 4.1.1в). В этом случае справедлива следующая
расчетная формула определения предельной несущей способности:

$$Q_n = 6 \cdot [(2 \cdot m_1 + 2 \cdot m_2 + m_2' + m_2'') \cdot l_1 + m_1' \cdot l_2] / [l_1^2 \cdot (3 \cdot l_2 - l_1)] \quad (4.1.3)$$

Балочный механизм возможных схем излома.

С закреплением опоры на две смежные стороны возникают на участках
два опасных механизма разрушения: механизм с образованием отрицательных
линий излома по заземленным сторонам (рис. 4.1.1г) и механизм
отламывания консольного участка – балочный механизм (рис. 4.1.1д).
Балочный механизм возможных схем излома возникает также с закреплением
опоры по двум противоположным сторонам (рис. 4.1.1е) или жесткое
закрепление по одной стороне (рис. 4.1.1ж).



Величина предельной несущей способности для механизма возможных схем излома, составляющего половину механизма возможных схем излома «неполного полуконверта» (рис. 4.1.1г), составит:

$$Q_n = 6 \cdot [(m_1 + m_2 + m_2') \cdot \ell_1 + m_1' \cdot \ell_2] / [\ell_1^2 \cdot (3 \cdot \ell_2 - \ell_1)] \quad (4.1.4)$$

Предельная несущая способность для балочных механизмов возможных схем излома вычисляется для механизма возможных схем излома на рис. 4.1.1д

$$Q_n = 6 \cdot [(m_1'' \cdot \sin^2 \alpha + m_2' \cdot \cos^2 \alpha) \cdot \text{ctg}^2 \alpha] / (\ell_1 \cdot \ell_2) \quad (4.1.5)$$

-для механизма возможных схем излома на рис. 4.1.1е

$$Q_n = 12 \cdot (2 \cdot m_1 + m_1' + m_1'') / \{ \ell_1^2 [1 + (\ell_1' / \ell_1) + (\ell_1' / \ell_1)^2] \} \quad (4.1.6)$$

-для механизма возможных схем излома на рис. 4.1.1ж:

$$Q_n = (12 \cdot m_1'') / (\ell_1 \cdot \ell_2) \quad (4.1.7)$$

Для оценки сборных железобетонных плит перекрытий, работающих в двух направлениях, был принят метод предельного равновесия. В стадии предельного равновесия сборная железобетонная плита перекрытия под нагрузкой провисает, ее плоская поверхность может рассматриваться как усеченная пирамида с высотой, равной максимальному прогибу плиты.

Для наших случаев сборных железобетонных плит перекрытий был принят механизм возможных схем излома, показанный на рис. 4.1.2.

$$A_g + A_Q = A_m \quad (4.1.8)$$

где: A_g - работа равномерно распределенной нагрузки g от собственного веса плиты, приложенной в пределах фигуры возможных схем излома;

A_Q - работа сосредоточенных сил Q ;

A_m - работа изгибающих моментов m по линиям пластических деформаций.

$$\text{Работа внешних сил: } A_g + A_Q = V + Q \cdot f \quad (4.1.9)$$

где: V - объем усеченной пирамиды продавливания, с основаниями $\ell_y \cdot [\ell_x / 2 - (\ell_y \cdot \text{ctg} \alpha) / 3]$ и высотой f , равной прогибу под нагрузкой Q .

В нашем случае:

$$V = f \cdot \ell_y \cdot [\ell_x / 2 - (\ell_y \cdot \text{ctg} \alpha) / 3] \quad (4.1.10)$$

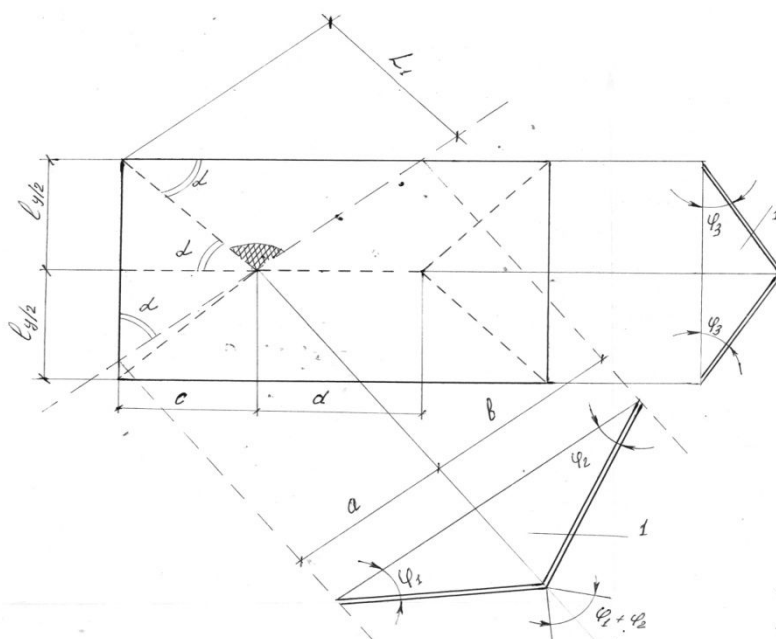


Рис. 4.1.2. Расчетная схема излома сборных железобетонных плит перекрытий методом предельного равновесия

Возможные схемы излома сборных железобетонных плит перекрытий при других схемах закрепления на опорах и от внешней нагрузки также могут быть использованы на основе широких опытов над железобетонными плитами, работающими в двух направлениях, с гибкой арматурой.

Работа внутренних сил может быть выражена так:

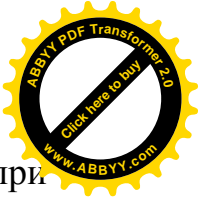
$$A_Q = l_y \cdot [l_x / 2 - (l_y \cdot \operatorname{ctg} \alpha) / 3] \cdot Q \quad (4.1.11)$$

$$A_m = 4 \cdot m_y \cdot \cos^2 \alpha \cdot (\operatorname{tga} + \operatorname{ctga}) + 4 \cdot m_x \cdot \sin^2 \alpha \cdot (\operatorname{tga} + \operatorname{ctga}) + 2 \cdot (m_y / l_y) \cdot (l_x - l_y \cdot \operatorname{ctga}) \quad (4.1.12)$$

где: m_y - погонный изгибающий момент в направлении короткого пролета;

m_x - погонный положительный изгибающий момент в направлении длинного пролета.

Изгибающий момент m_y и m_x вычисляется как для балочных плит по СНиП 2.03.01-84*, [91].



Несущая способность сборных железобетонных плит перекрытий при условии $f = I$ определяется из формул (4.1.8) и (4.1.9):

$$Q = A_m - V \tag{4.1.13}$$

В выражениях для A_m и V содержатся геометрические параметры, которые могут быть выражены через угол α (рис. 4.1.2):

Несущая способность сборных железобетонных плит перекрытий определяется из условия равенства работ внешних и внутренних сил

$$Q = [4 \cdot m_y \cdot (tga + ctga) \cdot (\cos^2 \alpha + 1,79 \cdot \sin^2 \alpha) + 2 \cdot (m_y / \ell_y) \cdot (\ell_x - \ell_y \cdot ctga)] / [\ell_y \cdot (\ell_x / 2) - (\ell_y \cdot ctga) / 3] \tag{4.1.14}$$

Определение минимального разрушающего значения несущей способности Q по формуле (4.1.14) находим при таком угле α , а также при вычислении несущей способности Q по формуле (4.1.14) принимаем $m_y = I$ и $m_x = 1,79 \cdot m_y$. Определив угол α и подставив в формулу (4.1.14), можно определять искомую несущую способность Q .

В нашем случае при угле $\alpha = 52,5^\circ$ получили из графика ($Q - \alpha$) минимальную несущую способность Q (рис. 4.1.3) и по результатам расчета метода сосредоточенных деформаций. При этом расхождение составляет в пределах 4 – 13 %.

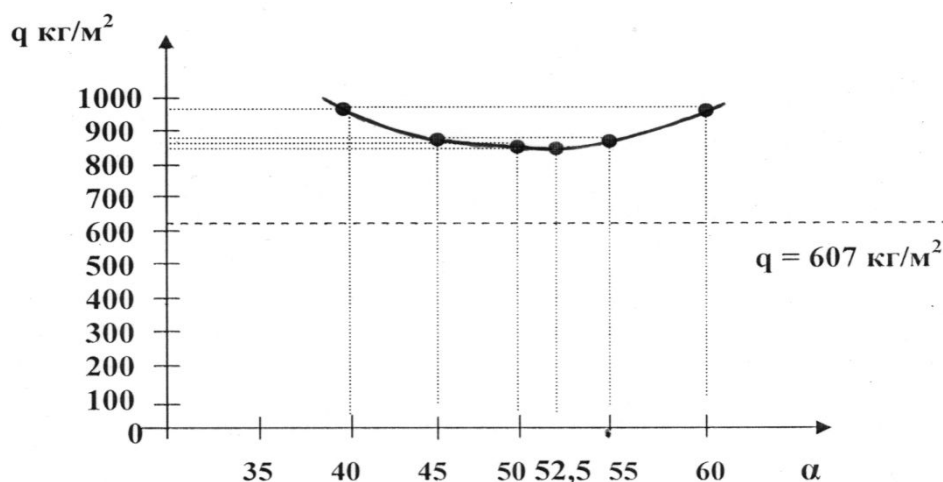


Рис. 4.1.3. График зависимости « $Q - \alpha$ »



4.2. Расчет перемещений сборных железобетонных плит перекрытий подвергнутых изгибу и кручению. Построение аппроксимирующих зависимостей « $M - k$ » и « $H - \varphi$ ».

В настоящей работе обследован расчет перемещений сборных железобетонных плит перекрытий при действии изгибающего и крутящего момента и составление аналитических нелинейных соотношений между изгибающими и крутящими моментами и соответствующими им деформациями.

I. Перемещение сборных железобетонных плит перекрытий определяется по следующей формуле

$$f = k \cdot s \cdot \ell^2 \quad (4.2.1)$$

где: k - расчетная кривизна плиты на участке с наибольшим изгибающим моментом;

s - коэффициент, рассчитывается по формуле $s = (3 - 4 \cdot a^2) / 24$.

Кривизну, значение которой входит в формулу для расчета перемещений, определяют по формуле

$$k = (M \cdot \varphi_{b2}) / (J_{red} \cdot E_b \cdot \varphi_{b1}) \quad (4.2.2)$$

где: M - изгибающий момент в сечении с наибольшим его значением;

φ_{b2} – коэффициент, учитывающий влияние длительной ползучести бетона, для условий настоящих исследований от воздействия внешней кратковременной нагрузкой $\varphi_{b2} = 1$;

J_{red} - момент инерции приведенного сечения плиты относительно центральной оси;

$$E_b = 2,36 \cdot 10^5 \text{ кг/см}^2,$$

где: M - изгибающий момент в сечении с наибольшим его значением;

φ_{b2} - коэффициент, начальный модуль упругости бетона;

φ_{b1} – коэффициент, учитывающий влияние кратковременной ползучести бетона, для условий настоящего исследования $\varphi_{b1} = 0,85$.



Изгибная жесткость сечения по фактическим размерам и упругим характеристикам материалов вычислена здесь по формуле

$$(E_b \cdot J)_{red} = E_s \cdot J_s + E \cdot \varphi_{bl} \cdot J_b$$

где: J_s и J_b - определены относительные центры тяжести железобетонной сечения.

Исключая промежуточные вычисления, запишем

$$B_o = (E \cdot J)_{red} = 2,793 \text{ МН} \cdot \text{м}^2 \text{ на ширину плиты } b = 0,71 \text{ м.}$$

Сопоставим опытные значения прогибов с вычисленными по формуле для нагрузки $P = 15 \text{ кН}$ (на две точки от воздействия внешней нагрузки).

Изгибающий момент составит

$$M_n = (P \cdot \ell_o) / (2 \cdot 3) = (15 \cdot 2,64) / (2 \cdot 3) = 6,6 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Прогиб будет при этом равен

$$f = k \cdot s \cdot \ell_o^2 = [6,6 / (2,793 \cdot 10^3)] \cdot (0,10648 \cdot 2,64^2) = 1,75 \text{ мм.}$$

что отличается от опытного прогиба $f_{on} = 2,15 \text{ мм}$.

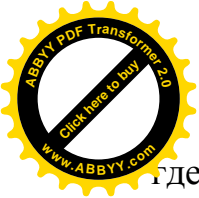
При нагрузке $P = 45 \text{ кН}$ прогибы будут соответственно равны:

$f_{расч} = 5,25 \text{ мм}$, $f_{on} = 7,32 \text{ мм}$, что свидетельствует о развитии неупругих деформаций.

Испытания изгибаемых сборных железобетонных плит перекрытий носили вспомогательный характер, результаты этих испытаний затем используются расчете прочности и перемещений.

Поскольку не содержит методики определения прогибов для стадии, непосредственно предшествующей разрушению, целесообразно для дальнейших расчетов подобрать достаточно простую аналитическую функцию, связывающую изгибающие моменты с кривизной и охватывающие все стадии поведения конструкции, включая также и запредельную, т.е. отвечающей состоянию снижения несущей способности конструкции при продолжающемся росте перемещений (нисходящей ветви).

Предложена и использована в дальнейшем аналитическая зависимость « $M_u - k$ » или « $M - k$ »,



где: k - кривизна оси изогнутого элемента

$$M_u = B_0 \cdot k \cdot e^{n(k/k^*)m} \quad (4.2.3)$$

где: B_0 - изгибная жесткость сечения в начальной (упругой) стадии от воздействия внешней нагрузки;

k - изменяющаяся кривизна оси;

k^* - кривизна оси, отвечающая максимально достигнутому уровню от воздействия внешней нагрузки (вершине функции « $M - k$ »);

m - неопределенные параметры, отыскиваемые из физических условий задачи.

Зависимость (4.2.2) должна отвечать следующим условиям:

- $M_u(k = 0) = 0$, что очевидно, удовлетворяется;
- $dM_u/dk (k = 0) = B_0$, т.е. тангенс наклона касательной в начале координат « $M - k$ » должен быть равен начальной жесткости;
- $M_u(k = k^*) = M_u^*$, т.е. кривая « $M - k$ » должна проходить через вершину с координатами « $M^* - k^*$ »;
- $dM_u/dk (k = k^*) = 0$, т.е. кривая « $M - k$ » должна в вершине иметь максимум.

Таким образом, кривая « $M - k$ » должна иметь восходящий участок, достигать вершины и далее идти на нисходящий участок.

Из третьего условия следует

$$M_u = B_0 \cdot k^* \cdot e^n \quad (4.2.4)$$

Откуда после логарифмирования следует

$$n = \ln[M_u^*/(B_0 \cdot k^*)] \quad (4.2.5)$$

Из четвертого условия следует

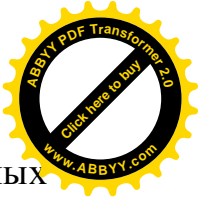
$$e^n(1 + m \cdot n) = 0 \quad (4.2.6)$$

$$\text{откуда, } m = -n^{-1} = -\ln^{-1}[M_u^*/(B_0 \cdot k^*)] \quad (4.2.7)$$

Уравнение (4.2.3) можно записать в форме

$$M_u = k \cdot B^* \quad (4.2.8)$$

где: $B^* = B_0 \cdot k^* \cdot e^{n(k/k^*)m}$ - изгибная жесткость, зависящая от уровня воздействия внешней нагрузки.



В таблице 4.2.1 и рисунке 4.2.1 приведены изгибные жесткости опытных значений, а также расчетные, аппроксимирующие значения изгибных жесткостей.

Таблица 4.2.1 - К построению кривой «М-к» для сборных железобетонных плит перекрытий

кН·м	Кривизна по показаниям датчиков 10^5 м^{-1}	Кривизна по прогибам 10^{-5} м^{-1}	Изгибная жесткость, МН·м ²			
			По датчикам	По прогибам	По(1.8), [105]	
2,2	82	97,5	2,68	2,25	2,76	2,75
4,4	160,7	135,75	2,73	2,24	2,72	2,70
6,6	221,4	290	2,98	2,27	2,68	2,64
8,8	307,5	391,5	2,86	2,24	2,62	2,56
11	403,5	499,5	2,72	2,20	2,55	2,47
13,2	482	597,3	2,73	2,20	2,49	2,39
15,4	557	675	2,76	2,28	2,42	2,32
17,6	628	796	2,80	2,21	2,36	2,21
19,8	670	877	2,95	2,25	2,33	2,14
22	914	1528	2,40	1,43	2,10	1,56
24,2	-	1765	-	1,37	-	1,37

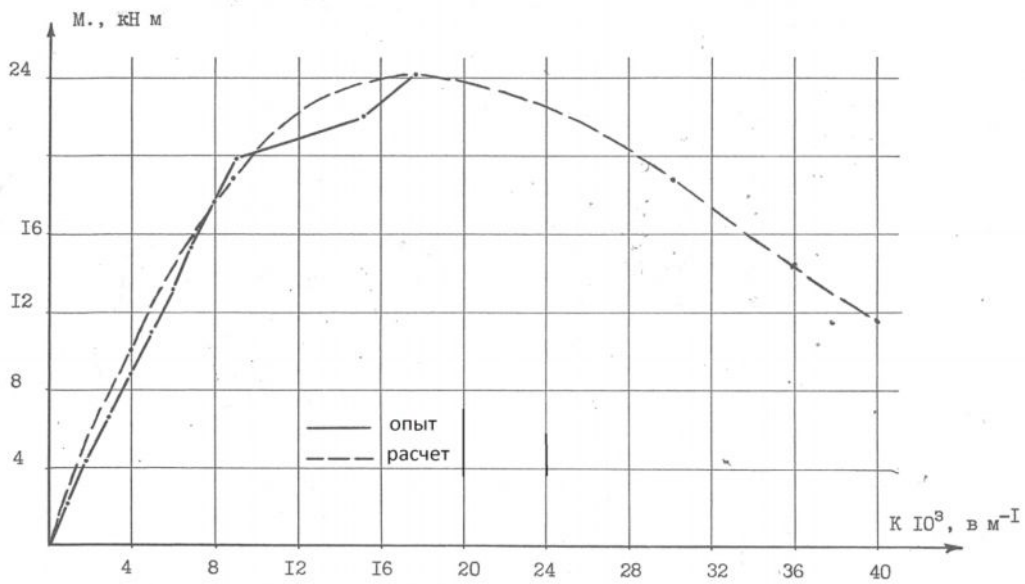


Рис. 4.2.1. Аппроксимация «М - к» для изгибаемых сборных железобетонных плит перекрытий

II. В упругой стадии работы сборных железобетонных плит перекрытий, подверженной действию крутящего момента, можно использовать положение сопротивления материалов для упругих стержней. Связь между крутящим моментом H и углом закручивания φ выражается формулой

$$\varphi = (H \cdot \ell) / (G_b \cdot J_k) \quad (4.2.9)$$

где ℓ - длина образца,

$$\ell = 2,64 \text{ м,}$$

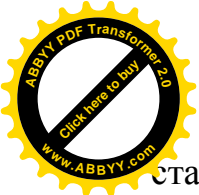
$$J_k = 2,3875 \cdot 10^{-4} \text{ м}^4;$$

G_b - модуль сдвига для бетона,

$$G_b = [E_b / (1 + \mu_b)] \cdot 2 = [2,36 \cdot 10^5 / (1 + 0,17) \cdot 2] = 1,008 \cdot 10^5 \text{ кг/см}^2$$

Так, при крутящем моменте $H = 5,5$ кН·м, угол поворота экспериментальный равен $\varphi = 6,25 \cdot 10^{-3}$ рад.; по формуле (4.2.9) следует $\varphi = (5,5 \text{ кН} \cdot \text{м} \cdot 2,64 \text{ м}) / (1,008 \cdot 10^7 \text{ кН} \cdot \text{м/м}^2 \cdot 2,3875 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2) = 6,05 \cdot 10^{-3} \text{ рад.}$

Расхождение между опытным и расчетным значениями угла поворота составляет всего 3,2 % от опытного. Отсюда следует, что предложенный подход к расчету и методика вычисления жесткости кручения для упругой



стадии подтверждены. Поскольку, как уже указывалось, кручение является отдельной, достаточно сложной проблемой в железобетоне.

А в настоящей работе оно имеет вспомогательное значение для построения методики расчета прочности и перемещений сборных железобетонных плит перекрытий, работающих в двух направлениях, поэтому можно употребить подход, аналогичный изложенному, применительно к изгибаемым элементам, т.е. построить аппроксимирующую зависимость « $H - \varphi$ », основываясь на расчетном – экспериментальном материале. Будем искать связь между интенсивностью угла закручивания и крутящим моментом в форме

$$H^* = D_o \cdot \varphi^* \cdot e^{k \cdot (\varphi^* / \varphi^{**})^\ell} \quad (4.2.10)$$

где: D_o - жесткость на кручение, отвечающая упругой работе, т.е. здесь

$$D_o = G_b \cdot J_k = 1,008 \cdot 10^7 \text{ кН/м}^2 \cdot 2,3875 \cdot 10^{-4} \text{ м}^4 = 2,4066 \cdot 10^3 \text{ кН} \cdot \text{м}^2;$$

φ^* - интенсивность угла закручивания при максимально достигнутого крутящего момента $H^* = 8,25 \text{ кН} \cdot \text{м};$

Из эксперимента следует

$$\varphi^* = \varphi^* / \ell = 12,185 \cdot 10^{-3} / 2,64 = 4,6155 \cdot 10^{-3} \text{ (рад)} \cdot \text{м};$$

k и ℓ - параметры, отвечающие физическому смыслу и определяемые из тех же условий, что и в случае изгиба.

Тогда параметры

$$k = \ln\{H^* / (D_o \cdot \varphi^{**})\} \quad (4.2.11)$$

$$\ell = -k^{-1} = \ln\{H^* / (D_o \cdot \varphi^{**})\} \quad (4.2.12)$$

При известных исходных данных получим:

$$k = \ln\{8,25 \text{ кН} \cdot \text{м} / (2,4066 \cdot 10^3 \text{ кН} \cdot \text{м}^2 \cdot 4,6155 \cdot 10^3 \text{ м}^{-1})\} = -0,29742;$$

$$\ell = -k^{-1} = 3,3622.$$

Из формулы (4.2.10) можно записать жесткость на кручение для любого уровня от воздействия внешней нагрузки в виде

$$D = D_o \cdot \varphi^* \cdot e^{k \cdot (\varphi^* / \varphi^{**})^\ell} \quad (4.2.13)$$

В таблице 4.2.2 и рисунке 4.2.2, представлены экспериментальные и расчетные соотношения между крутящими моментами, углами закручивания и жесткостями на кручение.



Таблица 4.2.2 - К построению кривой « $H - \varphi$ » для сборных железобетонных плит перекрытий

№ п/п	кН·м	10^3	кН·м ² , 10^3	кН·м ² , 10^3
1	0,343	0,343	2,64	2,406
2	0,687	0,822	2,20	2,406
3	1,031	1,189	2,28	2,406
4	1,375	1,587	2,28	2,406
5	1,718	1,973	2,29	2,405
6	2,062	2,477	2,19	2,404
7	2,406	2,898	2,19	2,402
8	2,75	3,422	2,12	2,398
9	3,135	4,011	2,06	2,392
10	3,52	4,427	2,09	2,385
11	3,905	4,84	2,13	2,377
12	4,29	5,311	2,13	2,366
13	4,67	5,746	2,14	2,3516
14	5,087	6,294	2,13	2,329
15	5,5	6,799	2,13	2,308
16	5,94	7,403	2,11	2,227
17	6,38	8,077	2,08	2,233
18	6,82	8,821	2,04	2,146
19	7,26	9,697	1,97	2,096
20	7,7	11,221	1,81	1,921
21	8,25	12,185	1,79	1,787

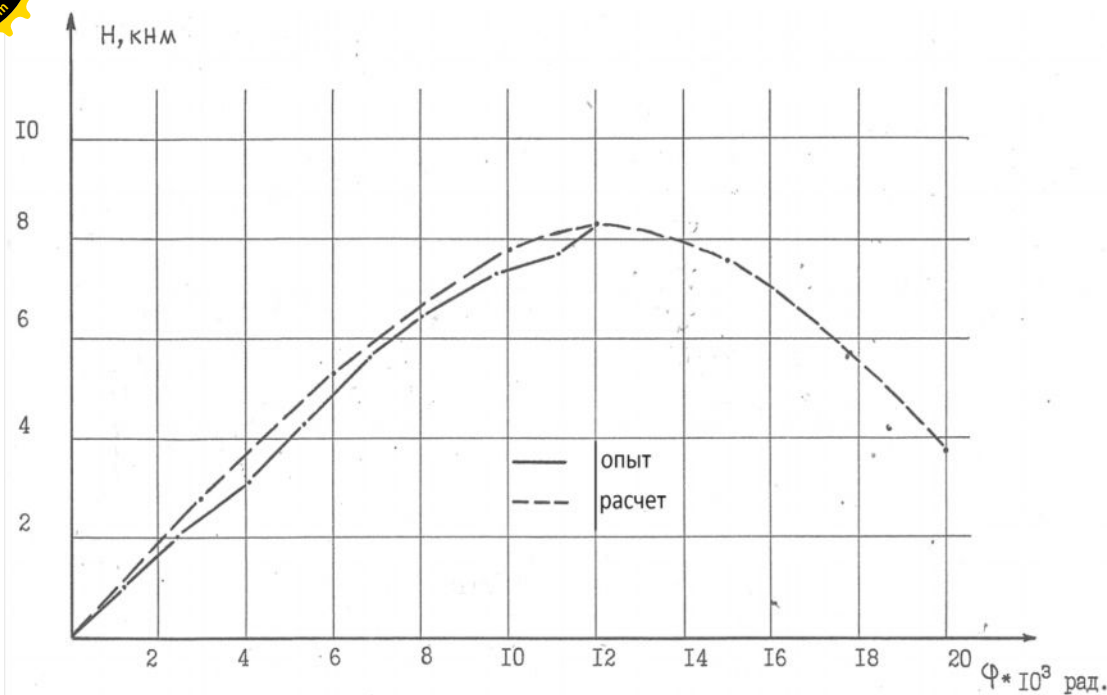


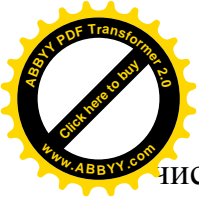
Рис. 4.2.2. Аппроксимация «Н - φ » для сборных железобетонных плит перекрытий

4.3. Расчет сборных железобетонных плит перекрытий по методу сосредоточенных деформаций и сопоставление их с результатами эксперимента

Для определения прочности и перемещений сборных железобетонных плит перекрытий, учитывающей особенности их работы в составе несущих элементов монолитного многоэтажного здания, реализован алгоритм программ расчета на вычислительной технике, позволяющий рассчитывать при любых граничных условиях. Алгоритм программы реализован по следующей схеме (рис. 2.3.1.).

Главные специфики расчетной методики заключаются в том, что наряду с упругим пластическим состоянием железобетона, позволяют учесть влияние на работу плит перекрытий нормальных усилий по высоте сечения плит перекрытий.

Чтобы произвести расчет с учетом нормальных усилий, нужно найти действие усилий по высоте сечения плит перекрытий, с этой целью рассчитаны



численные эксперименты. В результате установлено действие нормальных усилий в пределах $h/4$ точки по высоте сечений от нижней частью конструкций.

Определение эксцентриситета e приведено на рисунке 4.3.1 и 4.3.2. Из этого следует, что P_{\min} получается при $e = -h/4$. Например, по методу сосредоточенных деформаций при нагрузке $P_{\text{МСД}} = 64,0$ кН, вычисленных при $e = -h/4$, составляют от опытного с учетом собственного веса и загрузочных устройств, равных $P_{\text{оп}} = 68,0$ кН, на 6,0%; а также реализован расчет сборных железобетонных плит перекрытий при различных граничных условиях закрепления на опорах. Из рисунков 4.3.3 - 4.3.5 видно, что при нагрузке $P_0 = 5,0$ кН и $P_0 = 16,0$ кН для каждого элемента получены эпюры напряжений, изгибающих моментов и прогибов, они между собой хорошо согласуются, расхождения составляют в пределах 0,1- 0,2 %.

В данном исследовании была принята схема разбивки в плане сборных железобетонных плит перекрытий размером на 6·6 и 7·8 элементов в направлениях по оси X и Z . Для определения прочности и достоверности расчетной методики по программе «МСД» были произведены расчеты по сборным железобетонным плитам перекрытий, испытанных автором [44, 46 и 50] и при его участии, а также натурным плитам перекрытий, опертых по контуру, испытанных другими исследователями [37].

При расчете приращение внешних нагрузок соответствовало по ступеням от воздействия внешней нагрузки экспериментальных исследований. В качестве результатов расчета сборных железобетонных плит перекрытий определены перемещения $(\omega_k, u_k, \varphi_k, \beta_k, \alpha_k, v_k)$, внутренние усилия $(N_k, M_k, Q_k, M_k, H_k, Q_k)$ для каждого элемента метода сосредоточенных деформаций и деформаций элементарных участков, на которые разбивается сечение по высоте и ширине каждого рассматриваемого элемента.

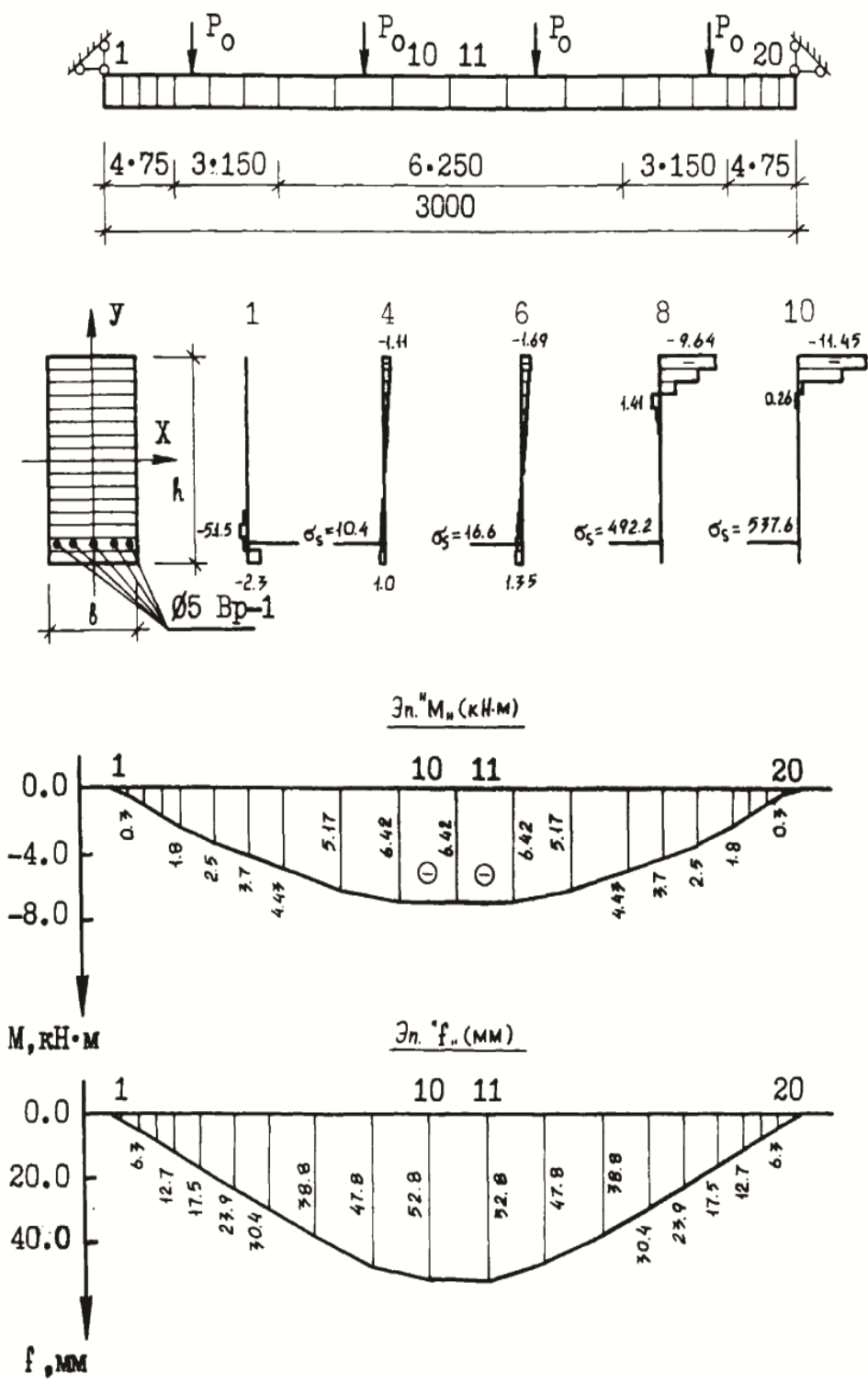


Рис. 4.3.1. Эпюры напряжений, моментов и прогибов сборных железобетонных плит перекрытий ($e=h/2$ и $P_0=5.0$ кН)

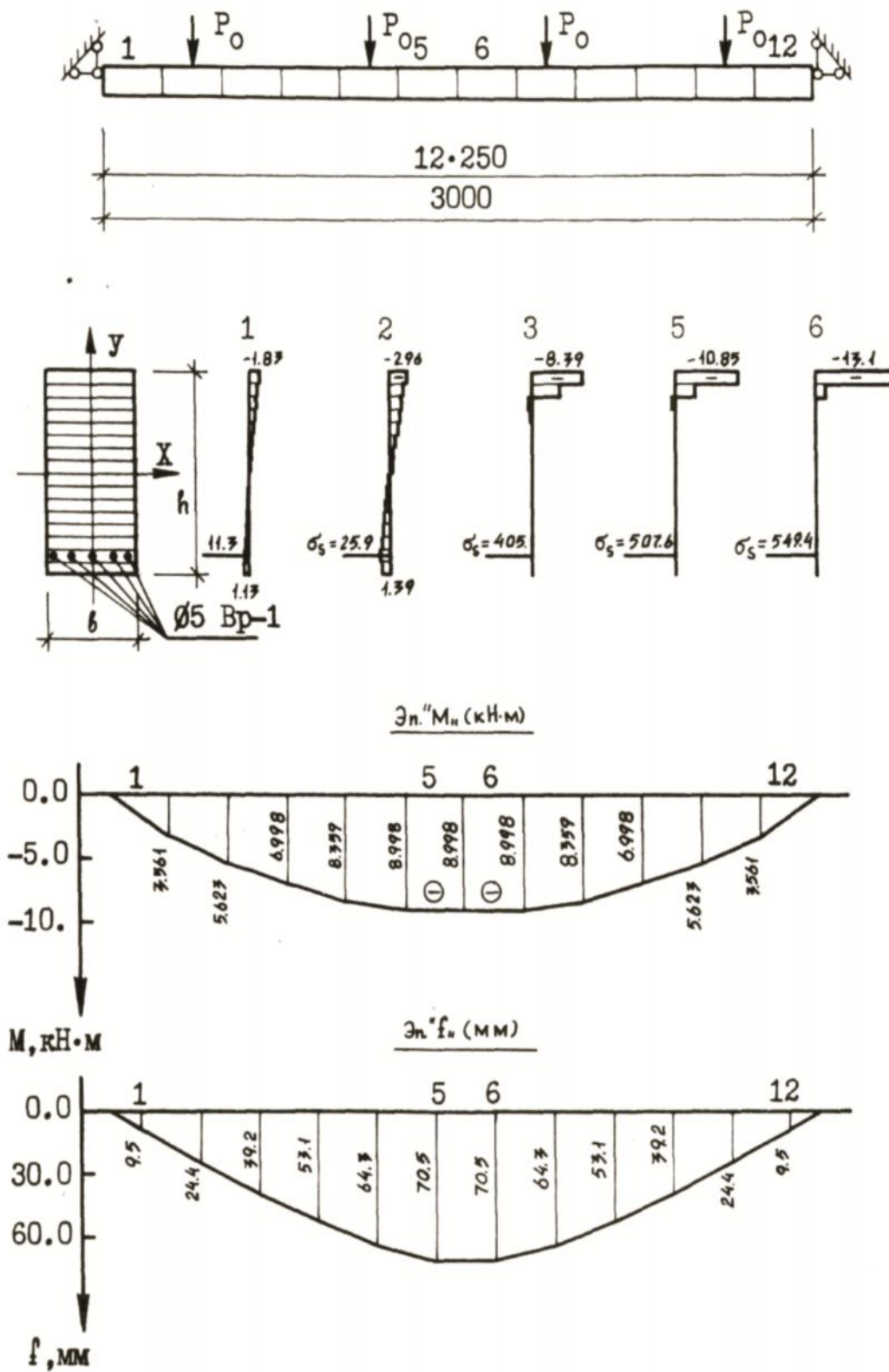


Рис. 4.3.2. Эпюры напряжений, моментов и прогибов сборных железобетонных плит перекрытий ($e=h/4$ и $P_0=5.5$ кН)

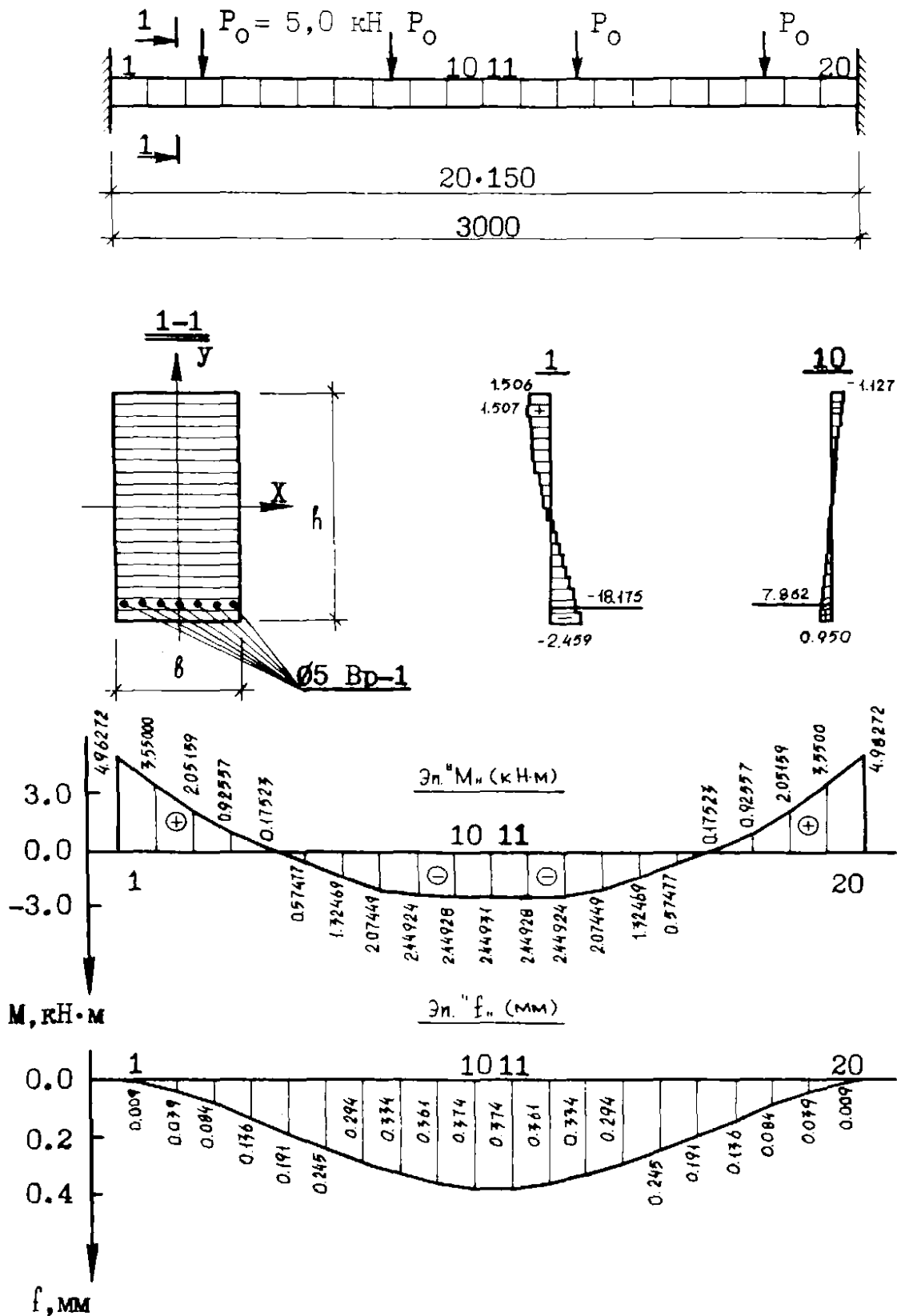


Рис. 4.3.3. Эпюры напряженно-деформированное состояние сборных железобетонных плит перекрытий с жесткой заделкой

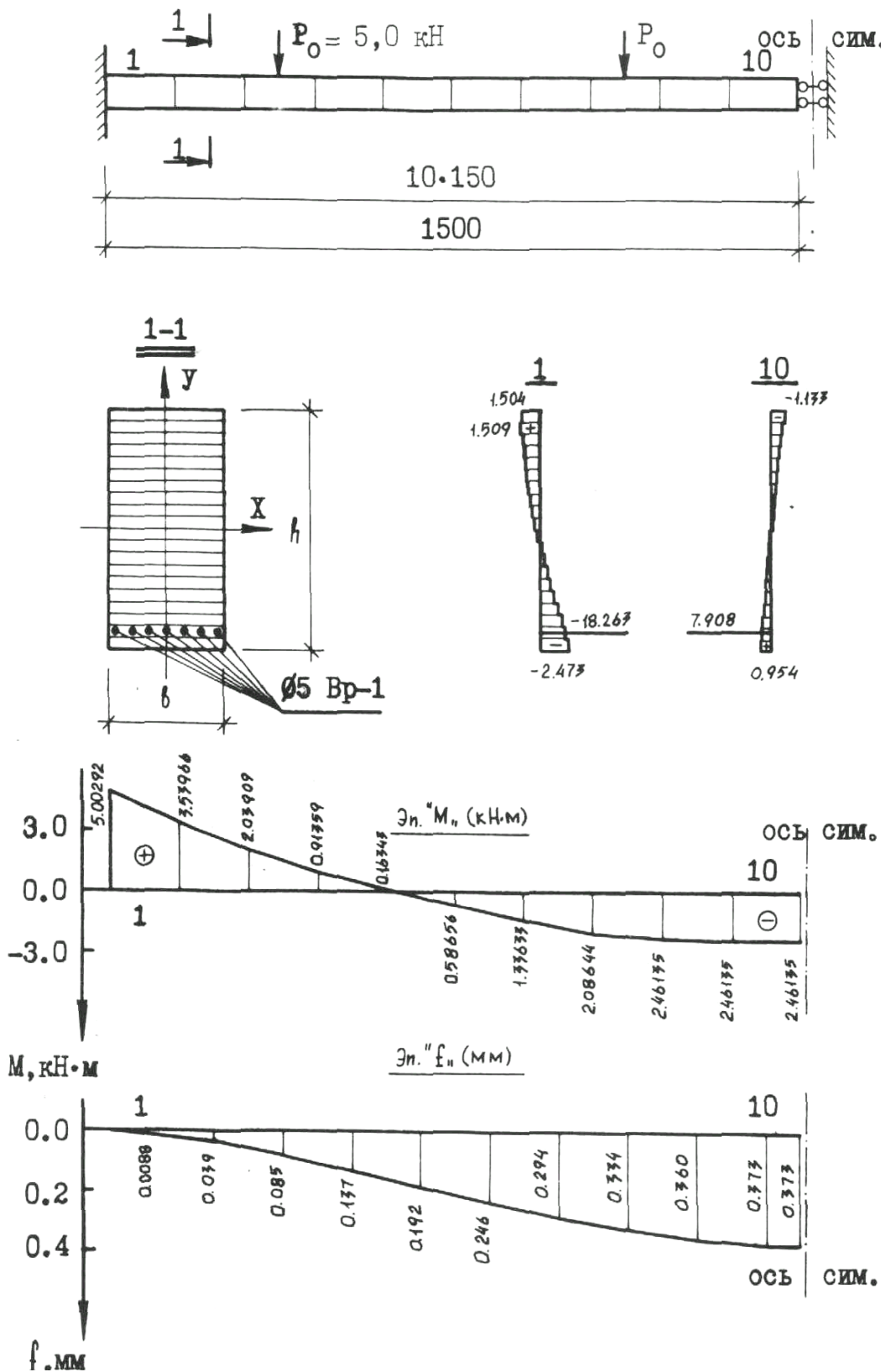


Рис. 4.3.4. Эпюра напряженно-деформированное состояние сборных железобетонных плит перекрытий с использованием оси симметрии

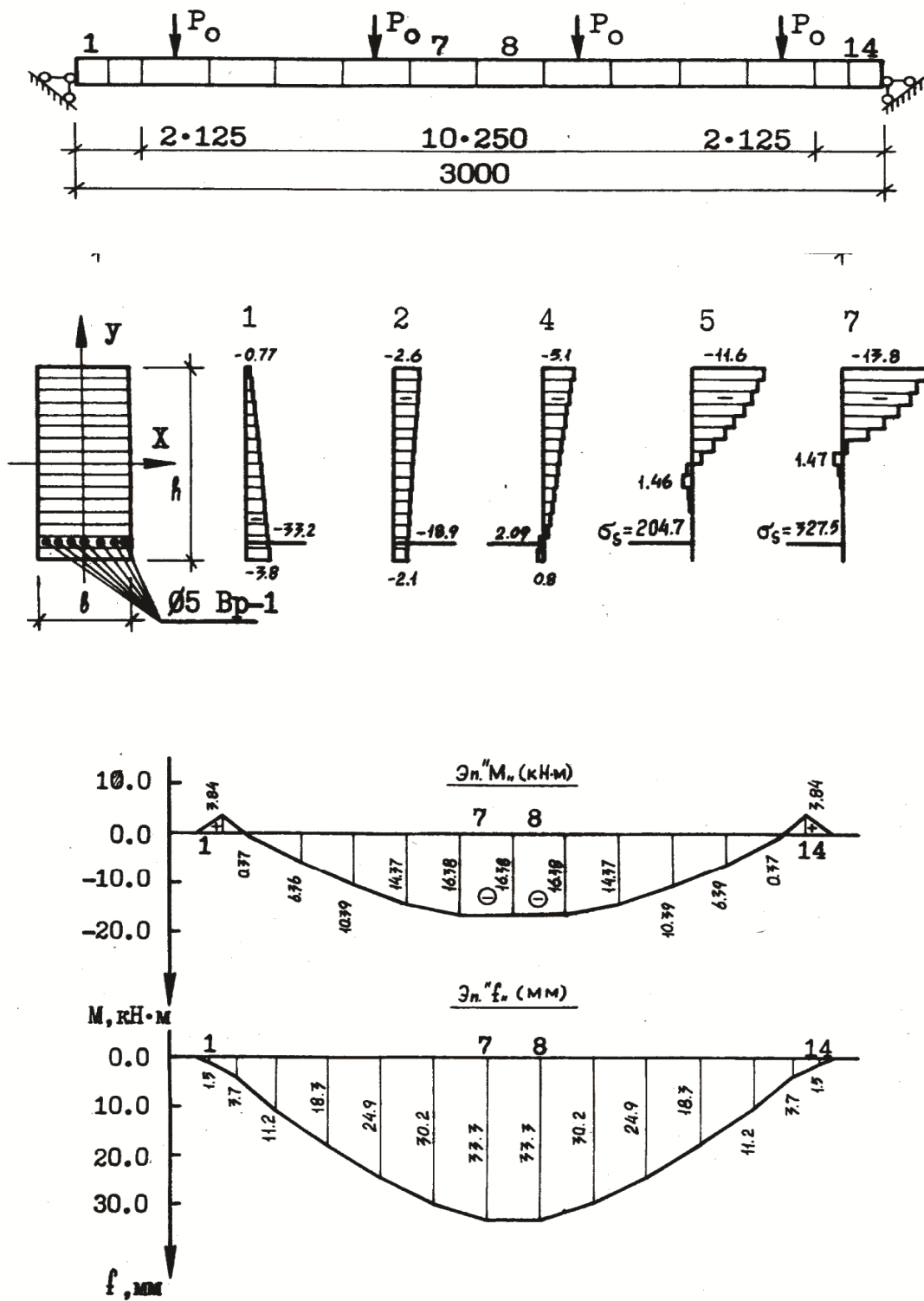
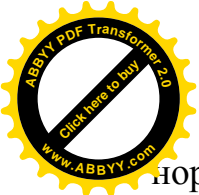


Рис. 4.3.5. Эпюры напряжений, моментов и прогибов сборных железобетонных плит перекрытий ($e = -h/4$ и $P_0 = 16,0 \text{ кН}$)



Из рисунков 4.3.5 и 4.3.6 видно, что вследствие перемещений сборных железобетонных плит перекрытий в середине пролета получено хорошее соответствие экспериментальных данных с теоретическими результатами. При этом расхождение составляет в пределах 5,0 - 23,6%. А также произведено сопоставление изгибающих моментов в сечениях сборных железобетонных плит перекрытий, вычисленных по правилам строительной механики, справочнику по проектированию и метода сосредоточенных деформаций. Кроме того, сопоставлялись величины нормальных усилий, полученных при испытании и в результате расчета на вычислительной технике (рис. 4.3.6 и 4.3.7).

Расчет сборных железобетонных плит перекрытий с учетом нормальных усилий осуществлялся на 2-хэтапах. На первом этапе в расчет вводились только упругие характеристики материалов. Вычисленные перемещения по методу сосредоточенных деформаций сравнивались с результатами эксперимента и расчета по теории упругости. При нагрузке на точку $P_0 = 2,0$ кН, которая соответствовала упругой стадии работы сборных железобетонных плит перекрытий с учетом нормальных усилий, перемещений по методу сосредоточенных деформаций, получился $f_{мсд} = 0,271$ мм, а по теории упругости $f_{см} = 0,294$ мм. Необходимо следует отметить, что схемы нагрузки имели различный характер: по методу сосредоточенных деформаций расчет велся на действие четырех сосредоточенных сил, а по теории упругости принимались равномерно распределенные нагрузки конструкции. Согласно вышеизложенному, следует отметить, что результаты перемещений хорошо согласуются с экспериментальными и теоретическими данными. При этом расхождение составляет 7,8%. В результате данного уровня от воздействия внешней нагрузки опытный прогиб равен $f_{оп} = 0,28$ мм, это по отношению $f_{мсд}$ составляет 3,3%, а по отношению $f_{см}$ – 5,0 %. Расчет по методу сосредоточенных деформаций определен при мелком шаге разбивки – на 12 и 14 элементов; в перемещение сборных железобетонных плит перекрытий без



нормальных усилий $f_{мсд} = 0,7363$ мм и $f_{см} = 0,7346$ мм, расхождение составляет 0,23%.

В сборных железобетонных плитах перекрытий без нормальных усилий при нагрузке $q = 5,0$ кН/м² перемещение равно $f_{мсд} = 0,678$ мм, а по теории упругости $f_{см} = 0,712$ мм, расхождение составляет 4,8%. Для данного уровня нагрузки опытное перемещение равно $f_{оп} = 0,618$ мм по отношению $f_{мсд}$ - 8,8%. На втором этапе для расчета принималась нелинейная стадия работы сборных железобетонных плит перекрытий многоэтажных зданий и сооружений. Учет неупругой стадии работы сборных железобетонных плит перекрытий сказывается на следующей же ступени от воздействия внешней нагрузки. Например: нелинейная зависимость на рисунке 4.3.6 и 4.3.7 при $P = 20$ кН и $P = 40$ кН прямо показывает на область пластических деформаций сборных железобетонных плит перекрытий.

Проанализируем результаты нелинейного расчета сборных железобетонных плит перекрытий при жестком закреплении на опорах по программе «МСД». Максимальная нагрузка, достигнутая в процессе постепенного увеличения, в процессе расчета на вычислительной технике по программе «МСД» оказалась равной $Q = 26,12$ кН/м², что отличается от опытной $Q = 25,76$ кН/м² на 1,4%, а также определенной по методу предельного равновесия $Q = 24,11$ кН/м² на 8,4%.

Отсюда можно сделать вывод, что методика нелинейного расчета сборных железобетонных плит перекрытий при кратковременных нагрузках дает хорошие результаты по несущей способности.

Из рисунка 4.3.8 следует, что перемещение сборных железобетонных плит перекрытий в середине пролета хорошо согласуется с экспериментальными данными. Вместе с тем вычисленные перемещения больше экспериментальных, что свидетельствует о значительном запасе прочности и жесткости железобетонных конструкций соответственно проведенного расчета по методу сосредоточенных деформаций.

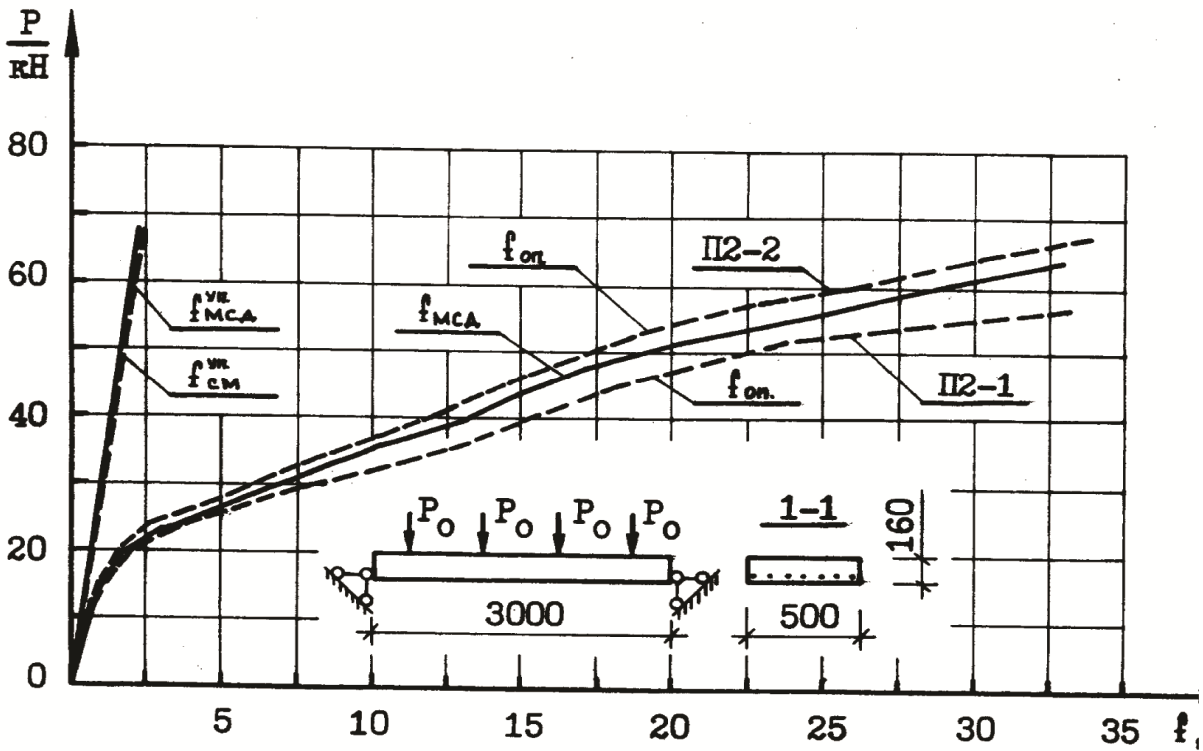


Рис. 4.3.6. График перемещения в середине пролета сборных железобетонных плит перекрытий

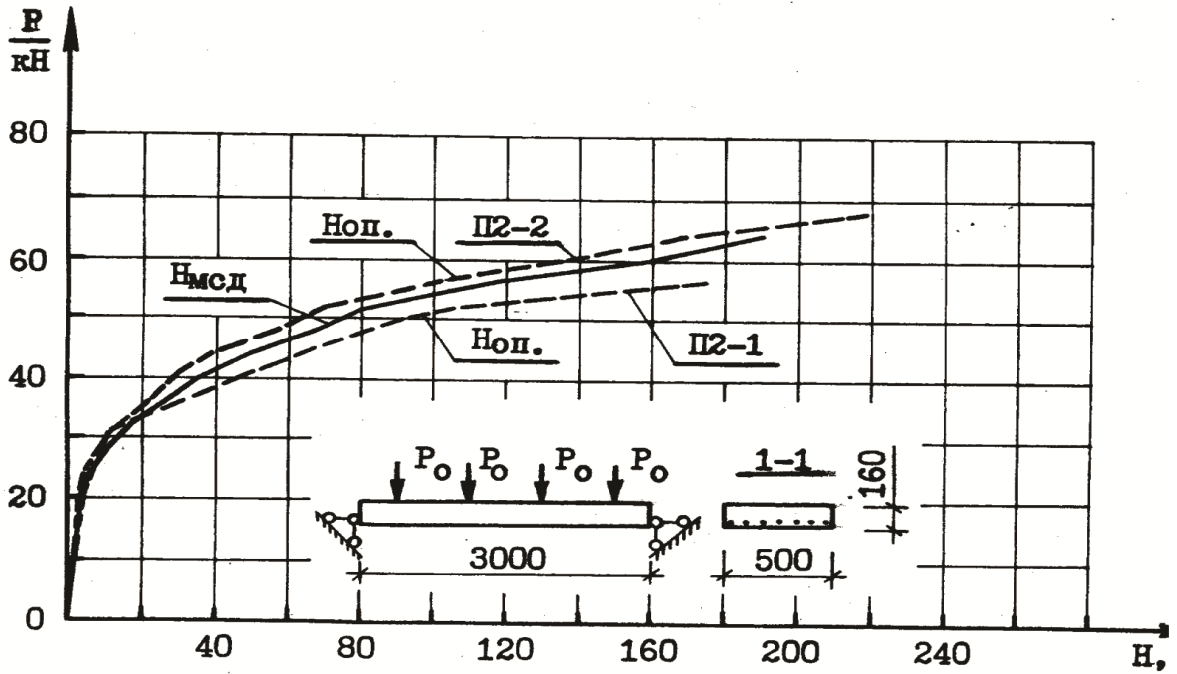


Рис. 4.3.7. График изменение нормальных усилий сборных железобетонных плит перекрытий

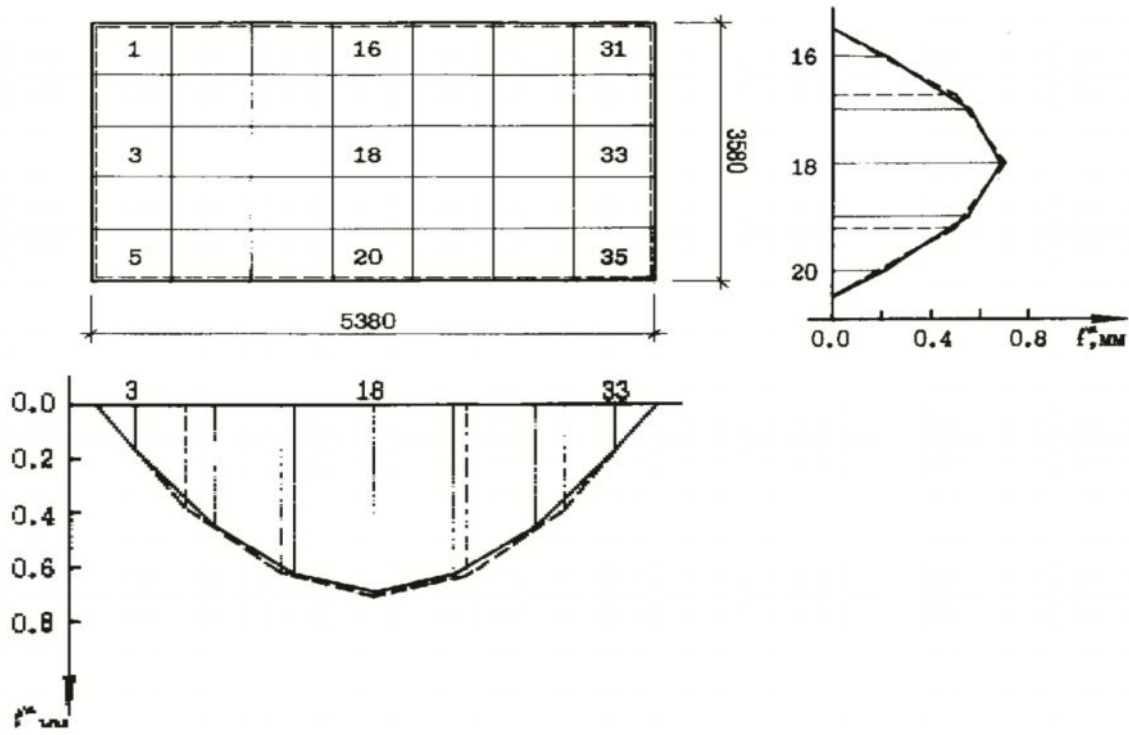


Рис. 4.3.8. Эпюры перемещения сборных железобетонных плит перекрытий при $g = 5 \text{ кН/м}^2$ (шарнирно-подвижное закрепление на опорах)

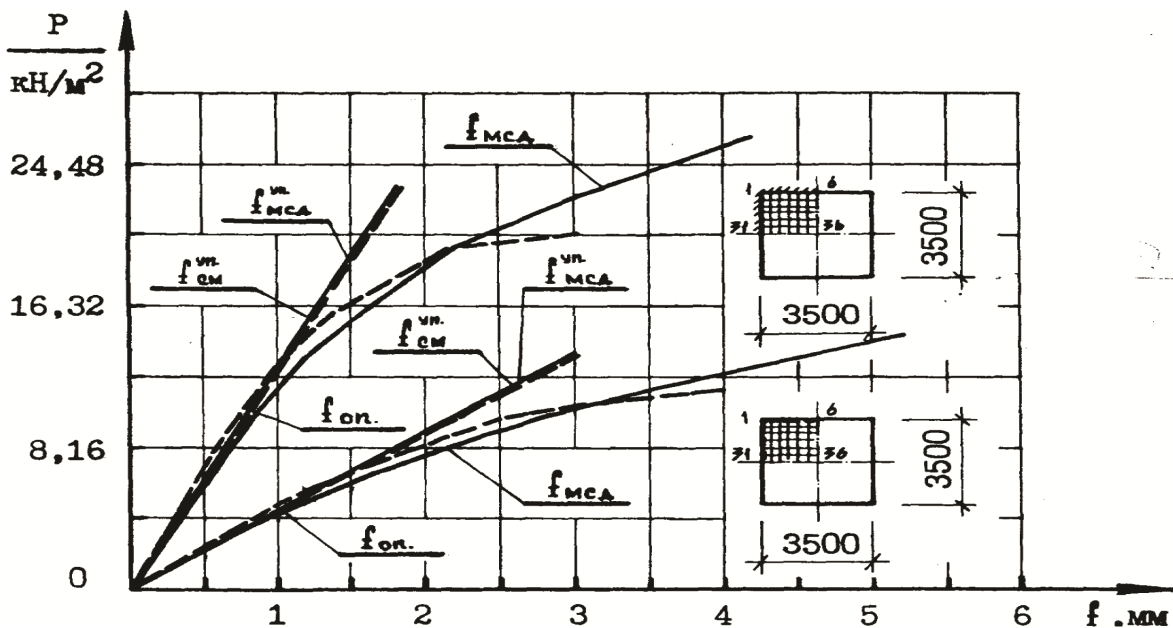


Рис. 4.3.9. График перемещения в середине пролета сборных железобетонных плит перекрытий

Следовательно, расчеты по программе «МСД» сборных железобетонных плит перекрытий (рис. 4.3.9), показали, что при обеспечении реальных условий



закрепления на опорах сборных железобетонных плит перекрытий в многоэтажных зданиях, учет нормальных усилий увеличивает несущую способность в 2,5 – 3,5 раза и жесткость в 2 – 3 раза.

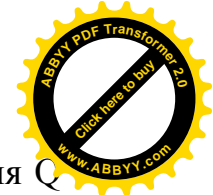
Отсюда следует, что результаты расчета экспериментального и теоретического исследования показали правильность принятой методики и обеспечили наглядность в дальнейшем теоретическом изучении железобетонных конструкций.

Алгоритм программ при расчете позволяет оценить напряженно-деформированное состояние во всех сечениях элементов сборных железобетонных плит перекрытий. Кроме того, согласно принятой дискретизации сечения, для каждой элементарной бетонной полоски и арматурных стержней вычисляются относительные деформации $\varepsilon_b(\varepsilon_s)$ и нормальные напряжения $\sigma_b(\sigma_s)$ для всех уровней нагрузки.



4.4 Заключение по главе 4

1. Определение несущей способности сборных железобетонных плит перекрытий методом предельного равновесия сводится к выводам расчетных формул для всех разновидностей механизмов возможных схем излома участков с учетом особенностей их опорных условий. При жесткой заделке плит перекрытий угол излома составил $\alpha = 52,5^\circ$ (при свободно опертой с четырех сторон $\alpha = 45^\circ$), а минимальная несущая способность составила $Q = 850 \text{ кг/м}^2$ (при $\alpha = 45^\circ Q = 607 \text{ кг/м}^2$) тем самым подтверждая наличие распорных усилий увеличив минимальную несущую способность расчета метода сосредоточенных деформаций. При этом расхождение составляет в пределах 4 – 13 %.
2. Результат по методу сосредоточенных деформаций при нагрузке $P_{\text{мсд}} = 64,0 \text{ кН}$, вычисленных при $e = -h/4$, составляют от опытного с учетом собственного веса и загрузочных устройств, равных $P_{\text{оп}} = 68,0 \text{ кН}$, на 6,0%;
3. При нагрузке на точку $P_0 = 2,0 \text{ кН}$, которая соответствовала упругой стадии работы сборных железобетонных плит перекрытий с учетом нормальных усилий, перемещений по методу сосредоточенных деформаций, получился $f_{\text{мсд}} = 0,271 \text{ мм}$, а по теории упругости $f_{\text{см}} = 0,294 \text{ мм}$. При этом расхождение составляет 7,8%. В результате данного уровня от воздействия внешней нагрузки опытный прогиб равен $f_{\text{оп}} = 0,28 \text{ мм}$, это по отношению $f_{\text{мсд}}$ составляет 3,3%, а по отношению $f_{\text{см}}$ – 5,0 %. А, перемещение сборных железобетонных плит перекрытий без нормальных усилий $f_{\text{мсд}} = 0,7363 \text{ мм}$ и $f_{\text{см}} = 0,7346 \text{ мм}$, расхождение составляет 0,23%.
4. Результаты расчета с учетом реальных диаграмм деформирования бетона и арматуры, закрепления на опорах в стесненных условиях, т.е. нормальных усилий, хорошо согласуются с экспериментальными данными.
5. Максимальная нагрузка, достигнутая в процессе постепенного увеличения, в процессе расчета на вычислительной технике по программе "МСД" оказалась равной $Q = 26,12 \text{ кН/м}^2$, что отличается от опытной $Q = 25,76$



кН/м² на 1,4%, а также определенной по методу предельного равновесия Q
= 24,11 кН/м² на 8,4%.

6. Расчеты по программе «МСД» сборных железобетонных плит перекрытий , показали, что при обеспечении реальных условий закрепления на опорах сборных железобетонных плит перекрытий в многоэтажных зданиях, учет нормальных усилий увеличивает несущую способность в 2,5 – 3,5 раза и жесткость в 2 - 3 раза.



ВЫВОДЫ

1. Принятая методика расчета позволяет использовать реальные диаграммы деформирования бетона и арматуры с учетом длительности внешней нагрузки, учитывает нелинейность и неравномерность развития нормальных и касательных напряжений по высоте сечения элементов и закрепления на опорах в стесненных условиях, т.е. нормальных усилий.
2. Предлагаемый алгоритм и подпрограмма расчета предоставляет возможность оценить напряженно-деформированное состояние сборных железобетонных плит перекрытий, как в упругой, так и в нелинейной стадии работы с учетом граничных условий.
3. Результаты расчета с учетом реальных диаграмм деформирования бетона и арматуры с учетом длительности внешней нагрузки и закрепления на опорах в стесненных условиях, т.е. нормальных усилий, хорошо согласуется с экспериментальными данными.
4. Определение несущей способности сборных железобетонных плит перекрытий методом предельного равновесия сводится к выводам расчетных формул для всех разновидностей механизмов возможных схем излома участков с учетом особенностей их опорных условий и формы в плане.
5. Для сборных железобетонных плит перекрытий, работающих в многоэтажных зданиях и сооружениях, необходимо учитывать влияние нормальных усилий в пределах $h/4$ точки по высоте сечений от нижней части конструкций.
6. Расчеты по программе «МСД» сборных железобетонных плит перекрытий, показали, что при обеспечении реальных условий закрепления на опорах сборных железобетонных плит перекрытий в многоэтажных зданиях, учет нормальных усилий увеличивает несущую способность в 2,5 – 3,5 раза и жесткость в 2 - 3 раза.
7. Использование предлагаемых методик обеспечивает безопасность и надежность строительных конструкций зданий, так как учитывает условия, приближенные к их реальной работе, что само по себе является приоритетным показателем научной новизны диссертационной работы.



СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Александров А.В., Лащеников Б.Я., Шапошников Н.Н. Строительная механика. Тонкостенные пространственные системы. – М.: Стройиздат, 1983–488 с.
2. Адыракаева Г.Д. Прочность и перемещения плосконапряженных железобетонных конструкций: Автореф. дисс... канд.техн.наук. – М., 1989. –18 с.
3. Байков В.Н. Расчет изгибаемых элементов с учетом экспериментальных зависимостей между напряжениями и деформациями для бетона и высокопрочной арматуры // Изв. вузов. Сер. Строительство и архитектура. – 1981. – № 5. – С. 26–31.
4. Байков В.Н., Додонов М.И., Набатников А.М., Кириллин Б.И. Вероятностная оценка ширины раскрытия трещин в железобетонных конструкциях // Бетон и железобетон. – 1973. – № 10. – С. 31–32.
5. Байков В.Н., Додонов М.И., Расторгуев Б.С., Фролов А.К., Мухамедиев Т.А., Кунижев В.Х. Общий случай расчета прочности железобетонных элементов по нормальным сечениям // Бетон и железобетон. – 1987. – № 5.– С. 16–18.
6. Байков В.Н., Додонов М.И., Расторгуев Б.С., Фролов А.К., Мухамедиев Т.А., Кунижев В.Х. Расчет прочности косовнецентренно сжатых элементов // Сб. тр. ВНИИГ. – Л., 1987. – С. 20–26.
7. Байков В.Н., Мадатян С.А., Дудолода Л.С., Митасов В.М. Об уточнении аналитических зависимостей диаграммы растяжения арматурных сталей // Известия вузов. Строительство и архитектура. – 1983. – № 9. – С. 22–25.
8. Байков В.Н., Рахманов А.А., Базоев Д.К. Значения коэффициента ψ_a и ψ_δ для напряженно-деформированного состояния элементов и их природа // Совершенствование методов расчета и исследования новых типов железобетонных конструкций. – Л., 1981. – С. 7–14.



9. Байков В.Н., Сапрыкин В.Ф. Несущая способность изгибаемых элементов с большим содержанием высокопрочной арматуры при учете неупругих свойств бетона и арматуры // Известия вузов. Строительство и архитектура. – 1981. – № 7. – С. 20–26.
10. Бактыгулов К. Прочность и деформативность железобетонных перекрытий по стальному профилированному настилу со сборными прогонами. Автореф. дисс....канд. техн. наук. - М., 1988. - 18 с.
11. Балан Т.А. Модель деформирования бетона при кратковременном многоосном нагружении // Строительная механика и расчет сооружений. – 1986. – № 4. – С. 32–36.
12. Бачинский В.Я., Бамбура А.Н. К расчету гибких железобетонных элементов // Бетон и железобетон. – 1980. – № 9. – С. 20–24.
13. Бамбура А.Н. К совершенствованию методов расчета железобетонных конструкций // Матер. Международной научной конференции «Новые методы расчета, материалы и технология в строительстве». – Алчевск, 1993. – С. 27–31.
14. Видный Г.Р., Клованич С.Ф., Осадченко К.А. Расчет железобетонных конструкций при сложном напряжении методом конечных элементов // Строительная механика и расчет сооружений. – 1986. – № 5. – С. 22–26.
15. Бондаренко В.М., Бондаренко С.З. Инженерные методы нелинейной теории железобетона. – М.: Стройиздат, 1982. – 287 с.
16. Бондаренко В.М. Фактор времени при учете нисходящей ветви диаграммы бетона при сжатии // Вопросы прочности, деформативности и трещиностойкости железобетона. Вып. 8. – Ростов–на–Дону, 1980. – С. 17–22.
17. Борзенко М.М. Распределение усилий в многопролетных железобетонных балках при действии постоянной нагрузки // В кн.: Строительные конструкции. – Минск. – 1980. – С. 17–22. (Сб. науч. тр. // Ин–т строительства и архитектуры).
18. Брусенцов Г.Н. О расчете железобетонных конструкций с трещинами



при плоском напряженном состоянии // Строительная механика и расчет сооружений. – 1980. – № 6. – С. 17–22.

19. Вайнберг Д.В. Справочник по прочности, устойчивости и колебаниям пластин. – Киев, 1973. – 487 с.
20. Варван П.М., Бузун И.М., Городецкий А.С. и др. Метод конечных элементов. – Киев: Будивельник, 1981. – 175 с.
21. Горбатов С.В. Несущая способность изгибаемых элементов с арматурой, имеющей площадку текучести, при учете неупругих свойств бетона // Изв. вузов. Сер. Строительство и архитектура. – 1983. – № 7. – С. 7–10.
22. Городецкий А.С. Применение метода конечных элементов к физически нелинейным задачам строительной механики: Дис... докт. техн. наук. – Киев, 1978. – 286 с.
23. Грановский А.В. Расчет фрагментов зданий с учетом неупругих свойств материалов несущих стен // Вкн.: Теоретические и экспериментальные исследования крупнопанельных и каменных конструкций / Сб. науч. тр. / ЦНИИСК. – М., 1982. – С. 29–37.
24. Гусаков В.Н. Исследование и разработка методов расчета по деформациям и несущей способности изгибаемых и внецентренно сжатых железобетонных элементов из плотного силикатного бетона при статических нагрузках.: Автореф. дисс. докт. техн. наук – М.: МИСИ им. В.В. Куйбышева, 1980. – 48 с.
25. Гуца Ю.П., Лемыш Л.Л. Расчет деформаций конструкций на всех стадиях при кратковременном и длительном загрузениях // Бетон и железобетон. – 1985. – № 11. – С. 13–16.
26. Дзюба В.А. Исследование деформативности бетонных и железобетонных конструкций каркасно-панельных зданий на стадии разрушения. – Автореф. дис... канд. техн. наук. – М., 1983. – 20 с.
27. Додонов М.И., Сапрыкин В.Ф. Расчет железобетонных элементов с высокопрочной арматурой методом сосредоточенных деформаций. – М.: Сб. МИСИ, 1988. – С. 60–67.

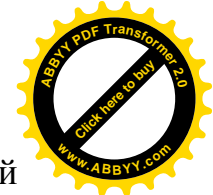


28. Додонов М.И. Расчет изгибаемых пластин методом сосредоточенных деформаций // Строительная механика и расчет сооружений. – 1986. – № 2. – С. 22–25.
29. Додонов М.И. Работа перекрытий в несущих системах многоэтажных зданий при действии горизонтальных нагрузок // Доклад на совещании стран-участников СЭВ. – Симферополь, 1981.
30. Додонов М.И., Каландарбеков К. Развитие расчетных моделей дисков сборных железобетонных перекрытий при действии на них горизонтальной (ветровой) нагрузки. – М.: ВНИИИС Госстроя СССР, 1983. – Сер. 11. – Вып. 9. – Деп. № 4058. – 20 с.
31. Додонов М.И., Мухамедиев Т.А., Кунижев В.Х., Адыракаева Г.Д. Расчет прочности и перемещений стержневых железобетонных элементов по деформированной схеме // Строительная механика и расчет сооружений. – 1987. – № 3.
32. Додонов М.И., Шериф М.Х., Кунижев В.Х. Расчет на ЭВМ прочности внецентренно загруженных железобетонных элементов круглой формы по нормальным сечениям // Экспресс-информация ВНИИИС, Госстроя СССР. – М., 1987. – Сер. 10. – Вып. 2. – С. 2–5.
33. Додонов М.И., Зулпуев А.М., Джанкулаев А.Я. Расчет на ЭВМ сборных железобетонных плит перекрытий, опертых по контуру // В кн.: Тезисы докладов XV научно-производственного регионального совещания-семинара «Автоматизация проектирования исследований железобетонных конструкций многоэтажных зданий». – 1989. – Львов, 1989. – С. 25.
34. Додонов М.И., Фролов А.К., Позднеев В.М. Расчет железобетонных статически неопределимых элементов методом сосредоточенных деформаций. – М.: ВНИИИС Госстроя СССР, 1986. – Вып.3. – Деп. № 1347.
35. Додонов М.И., Зулпуев А.М., Джанкулаев А.Я. Эффект распора сборных сплошных плоских перекрытий в монолитных многоэтажных зданиях //



В кн.: Тезисы докладов. – Фрунзе, 1990. – С. 78–80.

36. Дроздов П.Ф. Конструирование и расчет несущих систем многоэтажных зданий и их элементов. – М.: Стройиздат, 1977. – 223 с.
37. Дроздов П.Ф., Сенин Н.И., Кияшко В.Ю. Новая конструкция монолитных многоэтажных зданий // Бетон и железобетон. –1990. – № 10. – С. 10–11.
38. Ельмуратов С.К. Применение матричной формы метода конечных разностей к расчету гибких пологих ортотропных оболочек на прочность, устойчивость и динамику // Наука и техника Казахстана. – 2001. – №2. – С. 192–195.
39. Жуков Д.Д., Шуберт И.М. Измерение деформаций арматуры железобетонных центрифугированных стоек кольцевого сечения, работающих на сжатие с кручением // Сб. БелНИИС: Совершенствование строительных конструкций и технологии производства. – Минск, 1992. – С. 61–66.
40. Зырянов В.С., Тельконуров К.М. Расчет прочности плит перекрытий с краевой нагрузкой от наружных стен // Бетон и железобетон. – 2005. – № 2. – С. 17–20.
41. Звездов А.И, Михайлов К.В, Волков Ю.С. XXI век – век бетона и железобетона // Бетон и железобетон. – 2001. – № 1. – С. 2–7.
42. Зулпуев А.М. Влияние распора на работу статических неопределимых систем // Известия Ош ТУ. – 2005. № 1. – 2005. – С. 23–25.
43. Зулпуев А.М. Экспериментальное исследование сборных железобетонных плит перекрытий на натуральных образцах // Фергана, 2005.– № 4. – С. 71–74.
44. Зулпуев А.М. Метод сосредоточенных деформаций для расчета сборных железобетонных распорных плит перекрытий // «Номаи донишгох. Илихом табиатшиноси ва иктисоди». –Ходжент, 2004. № 7–8. – С.43–53.
45. Зулпуев А.М. Построение аппроксимирующей зависимости «Напряжение-деформация» для бетона // Бетон и железобетон. – М., 2006. – № 2. 2006. – С. 9–11.
46. Зулпуев А.М. Расчет балочных плит и плит перекрытий, опертых по



контур по методу сосредоточенных деформаций // Научно-технический журнал. ФерПИ. ФерПИ. Выпуск серии № 2. – 2004. – Фергана. – 2004. – С. 64–68.

47. Зулпуев А.М. Расчет по раскрытию трещин, нормальных к продольной оси элемента // Научно-технический журнал, Сам ГАСИ. – Самарканд, 2005. – № 2. – С. 7–9.
48. Зулпуев А.М. Расчет стержней по методу сосредоточенных деформаций // Научно–технический журнал. ФерПИ. –Фергана, 2005. –№ 1. –С. 86-88.
49. Зулпуев А.М. Расчет изгибаемых плитных элементов и систем из них с учетом нелинейной работы по методу сосредоточенных деформаций // Бетон и железобетон. – 2005. – № 2. – С. 14–17.
50. Зулпуев А.М. Расчет сборных железобетонных плит перекрытий, опертых по контуру, по методу сосредоточенных деформаций // Известия. – Ош. – 2005. –№ 2. – С. 31–37.
51. Зулпуев А.М. Основы метода сосредоточенных деформаций в расчете железобетонных стержневых и плоскостных конструкций в многоэтажных зданиях. – Ташкент, 2004. – 203 с.
52. Зулпуев А.М., Юлдашев О.Р. Учет граничных условий и реальных связей в расчете изгибаемых плитных систем по методу сосредоточенных деформаций // Вестник. – Ташкент. – 2006. – № 1. – С. 136–139.
53. Зулпуев А.М. Расчет железобетонных плоскостных конструкций на основе дискретных моделей // Наука и новые технологии. – Бишкек, 2006. – № 7–8. – С. 142–143.
54. Зулпуев А.М., Сенин Н.И., Салпагаров Ж. Особенности методики испытаний фрагмента монолитного многоэтажного здания кратковременной и длительной нагрузкой // Республиканский научно-теоретический журнал «Наука и новые технологии». – Бишкек, 2009. – № 8. – С. 29–32.
55. Зулпуев А.М. Исследования напряженно-деформированного состояния



железобетонных распорных плит перекрытий в зданиях с монолитными стенами. – Бишкек: Илим, 2010. – 80 с.

56. Зулпуев А.М. Соппротивление сборных железобетонных перекрытий в каркасных зданиях деформированию из плоскости при горизонтальных
57. Зулпуев А.М. Расчет по методу сосредоточенных деформаций железобетонных плоскостных конструкций и систем из них // Вестник КГУСТА им. Н. Исанова. – Бишкек. – 2010. – № 1 (27). – С. 117–123.
58. Зулпуев А.М. Расчет железобетонных плоскостных конструкций на основе дискретных моделей // Известия КГТУ им. И. Раззакова. – 2010. – № 21. – С. 27–30.
59. Зулпуев А.М., Бактыгулов К. Метод сосредоточенных деформаций для расчета сборных железобетонных плит перекрытий в зданиях с монолитными стенами // – Бишкек. – 2013. – 80 с.
60. Зулпуев А.М., Ордобаев Б.С., Насиров М.Т. Расчет железобетонных перекрытий на статические воздействия с учетом длительности загрузки по методу сосредоточенных деформаций // Республиканский научно-теоретический журнал «Вестник». КРСУ. -Бишкек. Том 14, -№ 7. -2013. -С. 109-111.
61. Зулпуев А.М., Насиров М.Т. Расчет фрагмента междуэтажного железобетонного перекрытия на вертикальные нагрузки по методу сосредоточенных деформаций // Республиканский научно-теоретический журнал «Вестник» КРСУ. - Бишкек. Том 14, -№ 7. -2013. - С. 105-109.
62. Зулпуев А.М., Насиров М.Т. Метод сосредоточенных деформаций в расчетах железобетонных плит перекрытий в монолитных многоэтажных зданий// Республиканский научно-теоретический журнал «Наука и новые технологии». - Бишкек. - № 1. -2014. - С. 13-17.
63. Зулпуев А.М., Насиров М.Т. Расчет несущей способности монолитных железобетонных плит перекрытий, армированных профилированным настилом по кинематическим способом метода предельного равновесия // Республиканский научно-теоретический журнал «Известия». -Бишкек.



– № 1. - 2014. - С.5-9.

64. Зулпуев А.М., Насиров М.Т. Метод сосредоточенных деформаций расчета железобетонных систем многоэтажных зданий // Республиканский научно-теоретический журнал «Наука и новые технологии». Бишкек. № 3 . 2014. – С. 42-49.
65. Зулпуев А.М., Насиров М.Т. Расчетные модели несущих систем многоэтажных зданий // Республиканский научно-теоретический журнал «Известия». Бишкек. № 6. 2014. – С. 16-20.
66. Карапетян С.Х., Давиденко А.И., Иванов А.П., Псюк В.В. Результаты экспериментальных исследований влияния не многократно повторных нагрузений на несущую способность внецентренно сжатых стоек // Міжвід. Науково-техн. Зб. Наук. Праць. НДІБК. – Київ: Будівельні конструкції, 2005. –Вып. 62. – С. 131–136.
67. Карпенко Н.И. Теория деформирования железобетона с трещинами. – М.: Стройиздат, 1976. – 204 с.
68. Карпенко Н.И., Ерышев В.А. Исследование деформаций железобетонных плит на ветвях разгрузки // В кн.: Прочностные и деформационные характеристики элементов бетонных и железобетонных конструкций НИИЖБ. – М., 1981. – С. 106–127.
69. Карпенко Н.И., Мухамедиев Т.А., Петров А.Н. Исходные и трансформированные диаграммы деформирования бетона и арматуры // В кн.: Напряженно-деформированное состояние бетонных и железобетонных конструкций НИИЖБ. – М., 1986. – С. 7–25.
70. Карпенко Н.И., Ярин Л.И., Кукунаев В.С. Расчет элементов стен методом конечных разностей // В кн.: Новое о прочности железобетона. – М.: Стройиздат, 1977. – С. 141–165.
71. Каюми М.Ю. Сопротивление сборных железобетонных перекрытий в каркасных зданиях деформированию от плоскости при горизонтальных нагрузках: Автореф. канд. техн. наук. – М.: МИСИ, 1986. – 21 с.
72. Кодыш Э.Н., Мамин А.Н., Долгова Т.Б. Расчетная модель для



проектирования несущих систем и элементов // Жилищное строительство. – 2003. – № 11 – С. 9–15.

73. Коломиец В.П. Метод определения напряжений и деформаций в сечении балки при сложном нагружении с учетом действительной диаграммы ($\sigma - \varepsilon$) // Изв. вузов. Авиац. техника. – 1966. – № 1. – С. 63–71;
74. Косицын Б.А. Статический расчет крупнопанельных и каркасных зданий. – М.: Стройиздат, 1971. – 213 с.
75. Левин В.М., Стебляко Л.В. Физические зависимости железобетона при плоском напряженном состоянии и заданных деформациях // Строительные конструкции: Сборник научных трудов Второй всеукраинской научно–практической конференции «Научно-практические проблемы современного железобетона». – Киев: НИИСК, 1989. – С. 139–144.
76. Лепский В.И., Панышин Л.Л., Кац Г.Л. Полносборные конструкции общественных зданий. – М.: Стройиздат, 1986. – 233 с.
77. Маилян Л.Р. Перераспределение усилий в статически неопределимых железобетонных балках // Изв. вузов. Сер. Строительство и архитектура. – 1983. – № 4. – С. 6–10.
78. Мухамедшакирова Ш.А. Влияние геометрии плит на схему разрушений конструкций // Мухамедшакирова Ш., Саутбаева Г. // Перспективы развития студенческой науки: Тез. докл. студ. науч.-практ. конф. – Алматы, 1992. – С. 15–16.
79. Назаренко П.П., Али М.М. Численная модель контакта арматуры с бетоном при статическом нагружении // Научные труды общества железобетонщиков Сибири и Урала. – Новосибирск, СГАПС, 1995. – Вып. 3. – С. 107–110.
80. Немчинов Ю.И. Расчет пространственных конструкций (метод конечных элементов). – Киев: Будивельник, 1980. – 231 с.
81. Немчинов Ю.И., Фролов А.В. Расчет зданий и сооружений методом пространственных конечных элементов // Строительная механика и расчет сооружений. – 1981. – № 5. – С. 29–33.

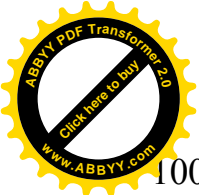


82. Панышин Л.Л. Предельные состояния каркасно-связевых несущих систем: Автореф. дисс... докт. техн. наук – М., 1984. – 36 с.
83. Панышин Л.Л. Прочность, устойчивость и деформации здания со связевым каркасом. // Бетон и железобетон. – 1976. – № 7. – С. 16–18.
84. Попов Н.Н., Трекин Н.Н., Матков Н.Г. Влияние косвенного армирования на деформативность бетона // Бетон и железобетон. – 1986. – № 11. – С. 33–34.
85. Потапов В.Н., Егоров М.И. Механика деформирования строительной стали при одноосном растяжении // Строительная механика и расчет сооружений. – 1986. – № 5. – С. 56–60.
86. Рекомендации по проектированию монолитных железобетонных перекрытий со стальным профилированным настилом. - М.: НИИЖБ, ЦНИИПром зданий Госстроя СССР, 1987. – 41 с.
87. Ржаницын А.Р. Расчет сплошных конструкций методом упругих сосредоточенных деформаций // Строительная механика и расчет сооружений. – 1980. – № 5. – С. 15–20.
88. Ржаницын А.Р. Теория составных стержней строительных конструкций. – М.: Госстройиздат, 1948. – 192 с.
89. Ржаницын А.Р., Захаров В.М. Расчет составных стержней из неупругого материала с неупругими связями сдвига // Строительная механика и расчет сооружений. – 1974. – № 1. – С. 16–18.
90. Ржаницын А.Р., Милейковский И.Е. Расчет оболочки каркаса высотной части дворца культуры и науки в Варшаве на ветровую нагрузку. // Строительная промышленность. – 1954. – № 2. – С. 24-28.
91. СНиП 2.03.01–84*. Железобетонные конструкции. Нормы проектирования. – М., 1999. – 79 с.
92. Темикеев К. Исследование деформативности сборных перекрытий в своей плоскости как горизонтальных диафрагм многоэтажных каркасных зданий: Автореф. дисс... канд. техн. наук. – М., 1974. – 18 с.
93. Темикеев К. К. вопросу расчета составных стержней строительных

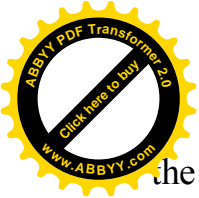


конструкций // В кн.: Железобетонные конструкции в сейсмостойком строительстве. – Фрунзе, 1980. – С. 25–29.

94. Темикеев К., Джансериков Т.Д., Жумуков С. Аналитическое представление диаграмм работы бетона при различных длительностях загрузки // Вестник КГУСТА им. Н. Исанова. – Бишкек, 2009. – № 2. – С. 45–49.
95. Темикеев К., Стамалиев А.К. Экспериментальные исследования пространственной работы плит перекрытий под действием вертикальной нагрузки // Сборник трудов КАСИ. – Бишкек, 1994. – № 2. – С. 38–43.
96. Темикеев К.Т., Адыракаева Г.Д. Экспериментально–теоретические исследования предельных состояний ячейки сборного железобетонного перекрытия при перекосе // Строительная наука. Проблемы и решения. Сборник научных трудов КыргызНИИП стр-ва. – Бишкек: Илим, 2000. – С. 78–82.
97. Темикеев К.Т., Адыракаева Г.Д. Экспериментально–теоретические исследования предельных состояний диска перекрытия с учетом реальных диаграмм деформирования бетона // Проблемы строительства и архитектуры на пороге XXI века. Материалы международного научно-практического конференции, посвященной 45-летию образ. строительного факультета. – Бишкек, 2000. – Ч. I. – С. 38–41.
98. Темикеев К.Т., Адыракаева Г.Д. Экспериментально–теоретическое исследование работы фрагмента междуэтажного перекрытия как горизонтальной диафрагмы жесткости // Современное состояние и перспективы развития строительной науки. – Бишкек, 2000. – Ч. II. – С. 66–69.
99. Темикеев К.Т., Джансериков Т.Д. Исследование предельных состояний железобетонных плит при длительном действии нагрузки // Проблемы строительства и архитектуры на пороге XXI века. Материалы Международного научно-практической конференции, посвященной 45-летию образ. строительного факультета. – Бишкек, 2000. – Ч.2. – С. 52–59.



100. Темикеев К.Т. К вопросу учета длительности действия нагрузки при определении прогиба железобетонных изгибаемых элементов // Проблемы строительства и архитектуры на пороге XXI века. – Бишкек, 2000. – С. 17–19.
101. Темикеев К.Т., Стамалиев А.К. К вопросу определения физико-механических характеристик бетона железобетонных конструкций комплексным методом // Проблемы строительства и архитектуры на пороге XXI века. Матер. Международ. научно-практической конференции посвя-й 45-летию образ. строит. фак. –Бишкек,-2000. –Ч. II. – С. 31–34.
102. Темикеев К.Т. Расчет горизонтальных диафрагм (перекрытий) многоэтажных каркасных зданий как многопролетных неразрезных составных балок // Труды ФПИ. – Фрунзе, 1978. – № 110. – С. 3–10.
103. Темикеев К.Т. Совместная работа сборных железобетонных перекрытий, опертых по контуру // Проблемы строительства и архитектуры на пороге XXI века. Матер. Международ. научно-практической конференции посвя-й 45-летию образ. Строит. фак. –Бишкек, 2000. – Ч. II. –С. 25–30.
104. Темикеев К.Т., Стамалиев А.К. Исследование предельных состояний плит перекрытий при совместном действии изгиба с кручением // Современное состояние и перспективы развития строительной науки. – Бишкек, 2000. –Ч. II. – С. 14–18.
105. Хормиз Н.Д. Прочность и перемещения монолитных железобетонных плит перекрытий по стальным профилированным настилам при локальных нагрузках: Автореф. дисс. канд. наук – Москва, 1989. - 20 с.
106. Яшин А.В. Рекомендации по определению прочности и деформационных характеристик бетона при неодноосных напряженных состояниях. – М.: НИИЖБ, 1985. – 72 с.
107. Ashour H.A., Sobel L.H. Buckling of prismatic structures under biaxial loading // Computers and structures. – 1980. – V. 12. – №. 5. – P. 749–758.
108. Coull A. Interaction between coupled shear walls and cantilevered cores in threedimensional regular simmetrical crosswall structures // Proceeding of



the Institution of Civil Engineers. – 1973. – V. 55. – №. 12. – P. 827–840.

109. Drosdow P.F., Dodonow M.J., Kiersztiejn S.J. Statika Budunku trzonowego ze Wspotpracnjacymi stupami // Warszawa, Inzynieria i Budovnictwo. –

1976. – №. 9. – P. 343–347.

110. Dundar G., Mengi Y., Kirai E. A Higher order continuum Model for the dynamic Shear Behavior of multistory Frames // Earthquake Engineering & Structural Dynamics. – 1984. – V. 12. – №. 6. – P. 761–77.

111. Elkelish S., Robinson H. Effective width of composite beams with ribled metal deck // Canadian J. of Civil engineering. – 1986. – V. 13. – №. 5. – P. 575–582.

112. Emori K. Schonobrich W.C. Inelastic behavior of concrete frame–wall structures // Proceedings of the American Society of Civil Engineers. – 1981. – V. 107. – NST. 1. – P. 145–164.

113. Ford J.C., Chang D.C., Breen J.E. Behavior of concrete columns under controlled lateral deformations // Journal of the American Concrete Institute. – 1981. – V. 78. – №. 1. – P. 3–20.

114. Moudarres F.R., Coull A. Stiffening of linked shear walls // J. of Engineering Mechanics. – 1986. – V. 112. – №. 3. – P. 223–237.

115. Rad F.N., Furlong R.W. Behavior of unbraced Concrete Frames // J. Amer. Concr. Inst, 1980. – V. 77. – №. 4. – P. 269–278.

116. Rosman R. Stabilität im Grundriß unsymmetrischer stützen und Wandscheibensysteme // Bautechnik, 1980. – №. 1. – P. 21–32.

117. Rutenberg A., Sharkman M., Eisenberger M. Torsional Analysis Methods for perforated Cores. // J. of structural Engineering, 1986. – V. 112. – №. 6. – P. 1207–1227.

118. Thomas W., Fest E. Spannbetonriegel der SKBS 75 mit nachtraglichem Verbund // Betontechnik. – 1986. – №. 2. – P. 45–46.



ПРИЛОЖЕНИЕ-1

Программа «МСД»



ПОД ПРОГРАММА ДЛЯ ВВОДА ИСХОДНЫХ ДАННЫХ

ЧИСЛО	6: КОНЕЦ	NELE
ЧИСЛО	1:КОНЕЦ	NTYP
ЧИСЛО	2 КОНЕЦ	NSEC
ЧИСЛО ЭЛ.	2: КОНЕЦ	NBON
ЧИСЛО ЭЛ.	2: КОНЕЦ	NLOA
ВЕРТ.	16: КОНЕЦ	NV
ГОР.	1: КОНЕЦ	NG
ЧИСЛО	1:КОНЕЦ	NS
ЧИС. ТИПОВ	1: КОНЕЦ	NB
ЧИС. ТИПОВ	6: КОНЕЦ	NST

ТОПОЛОГИЯ					
ЭЛЕМЕНТ	ТИП ЭЛ.	ОКРУЖАЮЩИЕ ЭЛЕМЕНТЫ			
		1	2	3	4
1	1	0	0	2	0
1	1	1	0	3	0
1	1	2	0	4	0
1	1	3	0	5	0
1	1	4	0	6	0
1	1	5	0	0	0

2
1 # 3

КОНЕЦ ТИПОЛОГИИ

ТИПЫ ЭЛЕМЕНТОВ		
№	ТИП СЕЧЕНИЯ	
	1	2
1	1	2

КОНЕЦ ТИПОВ ЭЛЕМЕНТОВ

ТИПЫ СЕЧЕНИЙ				
N	L	H	Concrete	Steel
1	0,5	0,16	1.	1.
2	0,25	0,16	1.	2.

КОНЕЦ ТИПОВ СЕЧЕНИЙ

НАЛОЖЕННЫЕ СВЯЗИ									
№	ЭЛЕМ	ГРАНИЦА				HOS			
		1	2	3	4	1	2	3	4
1.	1	1	0	2	0	0.	0.	0.	0.
2.	2	2	0	2	0	0.	0.	0.	0.
3.	3	2	0	2	0	0.	0.	0.	0.
4.	4	2	0	2	0	0.	0.	0.	0.
5.	5	2	0	2	0	0.	0.	0.	0.
6.	6	2	0	1	0	0.	0.	0.	0.

КОНЕЦ СВЯЗЕЙ



- О- свободный край
 1-неподвижный шарнир
 2- заделка, соседний эл.
 3- подвижный шарнир

НАГРУЗКИ (МЕГА.Н,Н/М)							
№	Элемент	Нагрузки по степеням свободы					
		1	2	3	4	5	6
1	2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-0,0165
1	5	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-0,0165

КОНЕЦ НАГРУЗОК

ХАРАКТЕРИСТИКИ АРМАТУРЫ STE () NS СТРОК						
КЛАСС	REL/RS	RS	RSU	EPS-SU	ES	(МПА)
4.	0,6	441,7	575.	0,03	209000.	

КОНЕЦ

ХАРАКТЕРИСТИКИ БЕТОНА CON () NB СТРОК					
RB	RBT	EPS-R	NURT	EB	(МПА)
15,1	1,42	0,002	0,5	23154.	

КОНЕЦ

ТИПЫ СТЕРЖНЕЙ GEOM () NST СТРОК				
Номер арматуры	Диаметр (м.)	X	y	(м.)
1. 0,005	-0,22 - 0,065			
1. 0,005	-0,11 - 0,065			
1. 0,005	-0,00 - 0,065			
1. 0,005	-0,11 - 0,065			
1. 0,005	-0,22 - 0,065			
1. 0,005	-0,00 - 0,065			

КОНЕЦ

Типы армирования STYP () NSA СТРОК							
НОМЕРА СТЕРЖНЕЙ							
1	2	3	4	5	6	7	8
1	2	3	4	5	0	0	0
6	0	0	0	0	0	0	0

КОНЕЦ



ПРИЛОЖЕНИЕ-2